

# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН **5** 1985





Мемориальный ансамбль «Брестская крепость-герой». Главный вход «Звезда»

*Скульпторы А. Кибальников (руководитель), А. Бамбель, В. Бобыль, архитекторы: В. Король, Ю. Казаков, В. Зенкевич, О. Стахович. 1971 г.*

# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА СССР  
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

ИЗДАЕТСЯ с апреля 1955 г.

## Содержание

### К 40-летию Великой Победы

Великий подвиг советского народа	2
<i>Миронов С. А.</i> Героический труд во имя Победы	3
<i>Былов И. Г.</i> Восстановление сооружений железнодорожного транспорта из бетона и железобетона	6
<b>Трибуна соревнующихся</b>	
Победители Всесоюзного социалистического соревнования	8

### Конструкции

<i>Цейтлин С. Ю., Антонов В. П., Гуревич Ю. С., Брагинский В. А.</i> Колонны многоэтажных зданий под большие нагрузки	9
<i>Костюковский М. Г., Кормер Б. Г., Фисун В. А., Сидорина Г. С., Лапшина А. З.</i> Целесообразность расширения области применения стропильных балок	12
<i>Крицман Ю. Л.</i> Трубобетонный стык колонн под большие нагрузки	13

### Бетоны

<i>Литвер С. Л., Малинина Л. А., Загурский В. А., Панченко А. И.</i> Соотношение самонапряжения и свободного расширения напрягающих бетонов	15
<i>Патуров В. В., Волгушев А. Н., Орловский Ю. И.</i> Свойства и перспективы применения серного бетона	16
<i>Батраков В. Г., Булгакова М. Г., Фаликман В. Р., Вовк А. И.</i> Суперпластификатор-разжижитель СМФ	18
<i>Меркин А. П., Филатов А. Н.</i> Принципы формирования ячеистой структуры суперлегких строительных материалов	20

### Заводское производство

<i>Кулик И. И., Чече А. А., Шепелевич Н. И.</i> Трещиностойкость напорных виброгидропрессованных труб	22
<i>Белин Б. И., Качерец И. К.</i> Уплотнение бетонной смеси при изготовлении объемных элементов	23
<i>Волков Л. А., Соколов В. В., Красанов В. Г.</i> Станок-автомат и линия для изготовления строповочных петель	25
<i>Клепов Ю. М., Лемехов В. Н.</i> Оптимизация электротермообработки плит	27

### В помощь проектировщику

<i>Крылов С. М., Залесов А. С., Карнет Ю. Н., Цветов Б. Д.</i> Работа жестких узлов сопряжения элементов каркаса на действие вертикальной поперечной силы	29
<i>Пересыпкин Е. Н., Пузанков Ю. И., Починок В. П.</i> Метод построения диаграмм деформирования сжато-изгибаемых элементов	31
<i>Рочняк О. А., Малиновский В. Н.</i> Прочность балок с отогнутой стержневой арматурой при действии поперечных сил	33

### Арматура

<i>Мадагян С. А.</i> Развитие теории упрочнения арматурной стали	35
--	----

### Строительное производство

<i>Золотухин В. А., Азимов Ф. И.</i> Ремонт конструкций зданий торкретированием бетонных смесей	37
<i>Черкасский И. Г., Серкова Э. В., Ляхович И. А.</i> Омоноличивание рабочих стыков конструкций цементно-жидкостекольным клеем	38

### В помощь заводским лабораториям

<i>Марцинкевич В. Л., Бабицкий В. В.</i> Номограмма для назначения режимов тепло-влажностной обработки бетона	40
---	----

### В помощь строительным лабораториям

<i>Афанасьев Н. Ф.</i> Определение удобоукладываемости разогретых бетонных смесей	41
---	----

### Долговечность

<i>Сосипатрова Н. И., Сейланов Л. А.</i> Морозостойкость изгибаемых элементов из бетона на шлакопортландцементе	43
---	----

### Стандарты и нормативные документы

<i>Гузев Е. А., Иванов Ф. М.</i> Стандарты стран — членов СЭВ по защите от коррозии в строительстве	46
---	----

5

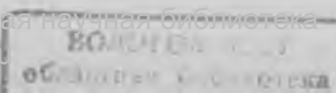
[362]

май 1985



ИЗДАТЕЛЬСТВО  
ЛИТЕРАТУРЫ  
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ  
МОСКВА

© Стройиздат, 1985



## ВЕЛИКИЙ ПОДВИГ СОВЕТСКОГО НАРОДА

Наступил наш большой, всенародный праздник — 40-летие Победы народа-героя в Великой Отечественной войне. Для тех, кто участвовал в ожесточенных схватках с врагом, кто приближал Победу самоотверженным трудом в тылу, это памятное, волнующее событие, праздник вдвойне.

На заре Советской власти В. И. Ленин, обращаясь к урокам гражданской войны, отмечал, что наше дело стоит прочно, что, каковы бы ни были попытки нашествия на нашу страну в будущем, все эти попытки рассыплются прахом. Великая Отечественная война подтвердила это предвидение. Наша всемирно-историческая Победа в этой войне явилась торжеством рожденного Октябрем нового общественного и государственного строя. Великая Отечественная война воочию показала, что в мире нет сил, способных сокрушить социализм, поставить на колени народ, преданный идеям марксизма-ленинизма, сплоченный вокруг своей Коммунистической партии.

Как подчеркивается в постановлении ЦК КПСС «О 40-летию Победы советского народа в Великой Отечественной войне 1941—1945 годов», в ходе вооруженной борьбы с фашизмом со всей полнотой раскрылись преимущества социализма, его огромные экономические, социально-политические и духовные возможности. Победа над врагом была победой созданного великим Лениным Советского государства, самого передового общественного строя.

Участники Великой Отечественной войны громили врага под Москвой, Сталинградом, на Курской дуге, в десятках других кровопролитных сражений и завершили святое, правое дело советского народа в поверженном Берлине.

С радостью и удовлетворением был встречен советскими людьми Указ Президиума Верховного Совета СССР о награждении орденом Отечественной войны активных участников Великой Отечественной войны 1941—1945 годов. С теми же чувствами были восприняты и постановления ЦК КПСС и Совета Министров СССР о предоставлении дополнительных льгот и преимуществ участникам войны и семьям погибших военнослужащих. Наша партия, государство проявляют поистине отеческую заботу о тех, кто в годину суровых испытаний с оружием в руках отстаивал завоевания Великого Октября, родной Советской власти, о тех, кто спас советский народ от пут фашистского рабства, оградил от коричневой чумы человеческую цивилизацию всей планеты.

Фашистское нашествие принесло неисчислимые бедствия нашему народу. В годы войны немецко-фашистскими захватчиками на временно оккупированной территории были разрушены 1710 городов и поселков, 70 тыс. сел и деревень. Без крова осталось 25 млн. советских людей.

Тысячи наших солдат и офицеров прошли огненными дорогами Великой Отечественной войны. И чем дальше отходят события минувшей войны, тем острее ощущается величие подвига тех, кто одержал победу над германским фашизмом в самой тяжелой и кровопролитной из всех войн, которые знало человечество.

В первых операциях Великой Отечественной войны Красной Армии пришлось испытать горечь тяжелых неудач. Из 170 советских дивизий, имевшихся к началу войны, полностью вышли из строя 28, а 70 потеряли до половины людей и боевой техники. Над Советской страной нависла смертельная опасность.

В плане «Барбаросса» Ленинград рассматривался как один из первоочередных объектов, которым дивизии фашистского вермахта должны были овладеть во что бы то ни стало. Но Ленинград стал первым городом, который гитлеровские войска не смогли захватить. А в битве под Москвой впервые за шесть месяцев Красная Армия нанесла крупнейшее поражение главной группировке гитлеровских войск. Эта битва окончательно развеяла миф о непобедимости немецко-фашистских войск и положила начало перелому в ходе войны. Из рук гитлеровцев была вырвана стратегическая инициатива.

Маршал Советского Союза Г. К. Жуков писал: «В 1942 году вследствие ряда причин наша страна вновь подверглась суровым испытаниям. Но, как и в 1941 году в битве под Москвой, советский народ и его вооруженные силы, руководимые ленинской партией, мужественно преодолели трудности, сумели разгромить крупнейшую стратегическую группировку немецких войск в междуречье Дона и Волги, положив начало изгнанию немецко-фашистских войск из пределов нашей Родины». Победа Красной Армии под Сталинградом явилась началом коренного перелома в войне в пользу Советского Союза.

Каждый знает: в окопах Сталинграда шло сражение не на жизнь, а на смерть. Жесткий и горький смысл этих слов всем своим существом доказывает шинель генерала Глазкова, не шинель, а сплошные дыры — пробины от 160 осколков и пуль. Где-то было трудно, где-то еще труднее, где-то очень тяжело. Но такого, как в этом городе, не было нигде. В грунте с Мамаева кургана металла больше, чем земли, — до 1250 осколков на 1 м<sup>2</sup>. В одном из городских скверов чудом уцелел тогда, дожидая до наших дней лишь один тополь: у него под корой до сих пор сидят десятки осколков. Пронсходившее здесь превысило пределы всех мыслимых человеческих возможностей. И все же солдаты, Красная Армия, наш народ выдержали, преодолели невозможное. И преодолев, победили!

Маршал Советского Союза В. Д. Соколовский писал: «А спустя еще полгода в сражениях под Курском, Орлом и Белгородом фашистская Германия была поставлена на грань катастрофы». К весне 1943 г., после блестящей исторической победы под Сталинградом, наши армии, наступавшие на Курском направлении, глубоко вклинились в расположение фашистских войск. На рассвете 5 июля 1943 г. началась великая битва на Курской дуге.

1944 год. Каскад блистательных операций — Советская Армия наступала уже не на одном — двух стратегических направлениях, а по всему фронту от Баренцева до Черного моря. Советские воины очистили от врага родную землю, восстановили западную границу своей Отчизны и пошли на выручку друзьям, томившихся под игмом фашизма в странах Центральной и Юго-Восточной Европы.

И, наконец, наступил долгожданный день — 16 апреля 1945 г. началась завершающая операция Великой Отечественной войны, в ходе которой советские войска разгромили немецко-фашистскую армию и штурмом овладели Берлином. Генерал армии Д. Д. Лелюшенко вспоминал: «26 апреля части нашей танковой армии взяли Потсдам и, встретившись здесь со 2-й танковой армией, еще раз замкнули кольцо. В результате девятидневных ожесточеннейших боев 30 апреля советские войска водрузили знамя Победы над рейхстагом в поверженном Берлине. Но враг еще не сдавался. И советские войска не ослабляли наступательного порыва».

На алом стяге, поднятом над куполом рейхстага поверженного Берлина, была и кровь пограничника Лопатина, летчика Гастелло, рядового Александра Матросова, партизанки Зои Космодемьянской, храбрецов-панфиловцев и богатырей, насмерть стоявших у волжской твердыни. Горечь тяжких отступлений лета сорок первого года и радость побед весны сорок пятого — звенья одной цепи. Именно в невероятно трудные лето и осень сорок первого года вззошли ростки будущей Великой Победы.

Разгром фашистской Германии при решающей роли Советского Союза привел к краху гитлеровского рейха, означал победу прогресса над реакцией, гуманизма над варварством, победу социализма над мракобесием империализма. Эта Победа открыла дорогу для подьема революционной борьбы рабочего класса, невиданного размаха национально-освободительного движения. Очистительная буря освобождения смела с лица земли реакционные режимы и привела во многих странах к победе социализма. Образовалась мировая социалистическая система.

Социализм, таким образом, перерос рамки одной страны, а советский государственный и общественный строй ярко продемонстрировал свои огромные преимущества перед обреченным историей строем капитализма. Уроки войны подтвердили правильность линии партии на неуклонное укрепление Советского государства, на постоянное совершенствование советского государственного и общественного строя.

В нынешней сложной и крайне напряженной международной обстановке наша партия, Советское государство делают все возможное, чтобы сохранить и упрочить мир, уберечь человечество от угрозы ядерной войны, расширить и углубить взаимовыгодное международное сотрудничество. Эта миролюбивая политика нашей партии пользуется полной поддержкой советских людей.

Пусть вечно живет в памяти народов героический подвиг советских воинов, партизан, рабочих, колхозников, интеллигенции, одержавших сорок лет назад Великую Победу над германским фашизмом! Вечная слава героям, павшим в борьбе за свободу и независимость нашей Родины!

## ГЕРОИЧЕСКИЙ ТРУД ВО ИМЯ ПОБЕДЫ

*Воспоминания участника строительства объектов оборонного значения в 1941—1945 гг. проф., д-ра техн. наук С. А. Миронова*

Подвиг строителей в годы Великой Отечественной войны и в восстановительный период останется незабываемым в памяти многих поколений.

Для защиты Родины и разгрома фашистских захватчиков тыл делал все для фронта. Неоценимый вклад в дело победы над врагом внесли и строители. Условия для работы строителей были очень тяжелыми, им приходилось строить в степи, в тайге, на открытом воздухе в морозы до  $-40...50^{\circ}\text{C}$ , на Урале, в Сибири, в условиях знойной жары в южных районах страны. Минимальными были жилищные и коммунальные удобства, трудно было с топливом, продуктами питания, с перебоями работал транспорт.

Успех в значительной мере был обеспечен тем, что на стройках первых пятилеток выросли талантливые специалисты и организаторы. Многие из них — выходцы из рабочих и крестьян — прошли гражданскую войну и восстановительный период, получили образование в советских вузах. Среди них можно назвать А. Н. Банникова, С. З. Гинзбурга, Я. С. Гугеля, Н. А. Дыгая, В. Э. Дымшица, В. И. Иванова, А. Н. Комара, Н. А. Комаровского, В. А. Кучеренко, Н. И. Лукашкина, И. А. Онуфриева, М. А. Прихожана, Д. Я. Райзера, К. М. Соколова, М. М. Царевского, П. А. Юдина и др. У них училась, с ними росла и мужала целая армия строителей — инженеров, техников, рабочих различных профессий.

В суровых зимних условиях Урала и Сибири к изумлению всего мира в кратчайшие сроки возводились цехи крупнейших заводов. В начале 1942 г. всего за 3 месяца в Челябинской области был построен крупный завод с несколькими производственными корпусами и вспомогательными строениями.

Многие научные работники с первых дней войны были командированы для оказания научно-технической помощи и непосредственного участия в строительстве первоочередных объектов оборонного значения. Это было крайне необходимо из-за недостатка квалифицированных инженерно-технических кадров на местах. В частности, на строительство корпуса для сборки крупных танков при Челябинском тракторном заводе были направлены для руководства по каменным работам и конструкциям А. С. Дмитриев, по стальным конструкциям — С. И. Стельмах и по бетонным и железобетонным работам — С. А. Миронов. Из-за недостатка рабочих рук для возведения этого объекта были присланы строительный батальон и бригады женщин. За ходом работ на строительстве корпуса сборки крупных танков следили заместитель наркома по строительству П. А. Юдин и начальник Главуралстроя Н. А. Дыгай.

По всем видам конструкций работы выполняли одновременно, совмещенным способом. Для производства бетонных работ прежде всего необходимо было организовать за пределами территории завода бетоносмесительный узел. Условия военного полевого строительства не позволяли заранее подбирать различные составы бетона и испытывать контрольные образцы. Используя опыт и результаты исследований ЦНИПС, составы бетона требуемых марок рассчитывали по таблицам и графикам и по ним ориентировочно определяли скорость набора прочности во времени.

Устройство более сложных, чем в обычных промзданиях, бетонных полов, прокладку коммуникаций и бетонирование подколонников осуществляли одновременно с монтажом стальных конструкций, каменной кладкой и отделочными работами. Строительство вели в три смены, работая день и ночь. Благодаря этому корпус возвели точно в заданный срок — за 36 сут.

Оборонное значение этой стройки отмечено в статье А. Н. Кысыгина «В едином строю защитников Отчизны», опубликованной в журнале «Коммунист» (№ 7 за 1980 г.). Он писал, что уже в октябре 1941 г. тяжелые танки с ЧТЗ были отгружены фронту и участвовали в разгроме фашистских войск под Москвой.

После окончания этого объекта меня назначили главным инженером завода ЖБИ, на котором был цех по производству газобетонных плит для кровель промышленных зданий. Это первый заводской цех, в котором работало три автоклава при давлении пара до 8 атм. В заводских условиях в автоклавах проводили исследования, в результате которых была определена прямая зависимость между объемной массой ( $400...1000\text{ кг/м}^3$ ) и прочностью ячеистого бетона. Для увеличения выпуска шлакобетонных стеновых камней и железобетонных канализационных труб при заводе был создан полигон. Здесь были отработаны температурные режимы твердения в тоннельных камерах.

ЦНИПС был эвакуирован на Урал, в Орск, и находился на большом расстоянии от Челябинска. Поэтому в сентябре 1942 г. меня назначили также и руководителем группы ЦНИПС в Челябинске. Приходилось не только заниматься делами завода ЖБИ, но и руководить работой сотрудников ЦНИПС, которые по мере надобности выезжали на уральские стройки для оказания технической помощи.

В этот период возник вопрос о пересмотре норм проектирования и технических условий на производство работ с учетом условий военного времени. Были снижены требования к механическим свойствам материалов, расширены области применения расчета конструкций по стадии разрушающих нагрузок и пластических деформаций. Устранены излишние запасы, которые допускались ранее при расчете конструкций. Предусматривалось применение наиболее простых в изготовлении типов конструкций из дерева, камня, железобетона и металла. Все было подчинено максимальной экономии металла и цемента, а также сокращению сроков выполнения строительно-монтажных работ. В промышленных зданиях вместо железобетонных и бетонных фундаментов применяли бутовые, бутобетонные, кирпичные и даже деревянные. При бетонировании полов промзданий разрешалось использовать гравийно-песчаные и щебеночные смеси, обработанные черными вяжущими материалами.

Важнейшим объектом оборонного значения того момента был Чебаркульский завод качественной металлургии, к сооружению которого приступили в январе 1942 г. Общее руководство стройкой осуществлял С. З. Гинзбург, начальниками объектов были назначены Н. И. Лукашкин, А. А. Добровинский.

Несмотря на устойчивые сорокаградусные морозы, работы не прекращались ни днем, ни ночью. Мало известный до сих пор пос. Чебаркуль привлекал внимание руководящих кадров всей страны. В воспоминаниях «Испытание на зрелость» (Политиздат, 1977) Н. С. Патолычев пишет, в каких суровых условиях строился Чебаркульский завод, какого напряжения он требовал от людей. Здесь было как на передовой. Это был боевой участок советского тыла. Общестроительные работы выполнял трест Запорожстрой, руководимый А. К. Хворостянским. Здесь работали такие опытные специалисты, как А. Н. Комар, А. П. Подлепа, С. П. Килдишев и др. Многие из них затем выдвинулись на руководящие посты в строительных министерствах. Так, А. Н. Комар в течение нескольких лет был президентом Академии строительства и архитектуры СССР.

На строительство завода для оказания технической помощи были вызваны вместе со мной Л. А. Комиссаров, Л. П. Петрунькин, М. Ф. Ковальчук и др. Передо мной была поставлена задача использования безгипсового портландцемента, так называемого «быстряка», привозимого из Магнитогорска. Так как доставлявшийся туда ранее гипсовый камень оказался встречным грузом, запрещенным в то время к перевозке, Магнитогорский цементный завод вынужден был выпускать портландцемент без добавки гипса.

На основании исследований 30-х годов о сроках схватывания цемента при различной температуре и В/Ц на бетонном заводе были отработаны требования по консистенции бетонной смеси при пониженной температуре (О. К. не менее 10 см и температура не более 10°C). Была проверена возможность введения в воду затворения 0,25%  $H_2SO_4$  от массы цемента. Так было найдено решение об использовании магнитогорского безгипсового портландцемента в Чебаркуле, Златоусте и на других объектах.

Важно было также найти наиболее выгодные и удобные для быстрого выполнения работ методы укладки бетона и температурные режимы его выдерживания в конструкциях различной массивности при температуре наружного воздуха до -40°C и ниже. Строительство располагало портландцементом марки М300. Условия для подогрева материалов были неблагоприятными. Необходимо было обеспечить прочность бетона, достаточную для распалубки и загрузки конструкций и технологического оборудования. Большую часть бетона необходимо было уложить в фундаменты, как правило, враспор с промороженным грунтом. Основным методом бетонирования был избран термос в сочетании с электротермообработкой. Там впер-

вые был широко применен метод периферийного электропрогрева. Каркасные конструкции прогревали с помощью стержневых, струнных и полосовых электродов в зависимости от их конфигурации.

На рис. 1 показан фундамент под мощный пресс. В него было уложено непрерывным потоком 300 м<sup>3</sup> бетона. Нижняя его часть представляла собой массивную сплошную подушку, а в верхней выступали тонкостенные конструкции с различными каналами. При большой срочности работ в сильные морозы фундамент нельзя было выдерживать только по способу термоса, поэтому все его выступающие части и открытые поверхности прогревали электрическим током при помощи стальных стержневых электродов. В бетоне массивной части температура вначале повышалась из-за тепловыделения при гидратации цемента, а затем медленно снижалась.

При комбинированном способе выдерживания стало возможным сдать фундамент под монтаж оборудования через 36 ч. В таком темпе протекали все работы.

Крупный фундамент сложной конфигурации под второй пресс был выдержан с созданием во внутренней его части воздушно-паровой среды путем установки спиралей и противней с водой для испарения влаги (рис. 2). В массивной части фундамента твердение бетона надежно обеспечивалось термосным выдерживанием.

Сверху забетонированного фундамента устраивали покрытие и в образуемом замкнутом пространстве на роликах подвешивали нагревательные спирали из стальной проволоки, которые включали непосредственно в сеть напряжением 220 В. Спирали накалялись до получения инфракрасного излучения. При этом температуру в бетоне доводили до +60, +80°C, а в окружающей среде — более 100°C. Температуру поднимали в течение 10 ч и затем после отключения спиралей через некоторое время на короткий срок их снова включали для поддержания заданного режима в февральские сорокаградусные морозы. Бетон фундамента объемом 60 м<sup>3</sup> охлаждался до 0°C в течение двух недель. Испытанные контрольные образцы имели прочность выше проектной марки 170 кгс/см<sup>2</sup>.

В необычайно трудных условиях военного времени, в сильные морозы и при кратчайших сроках выполнения самых разнообразных бетонных и железобетонных конструкций часто приходилось изыскивать новые решения, проявлять изобретательность. Неоправданный инженерный риск был недопустим.

Много усовершенствований было сделано в области электротермообработки бетона и мерзлого грунта, а также при укладке бетона в котлованы с промороженным грунтом.

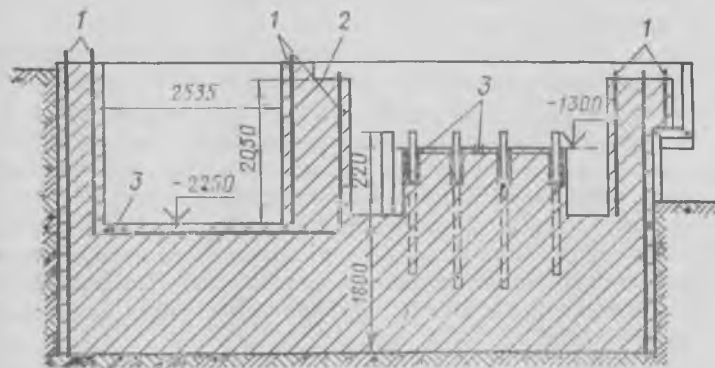


Рис. 1. Комбинированное применение периферийного электропрогрева с методом термоса при бетонировании фундамента под пресс  
1 — стержневые электроды; 2 — уровень пола; 3 — плавающие электроды

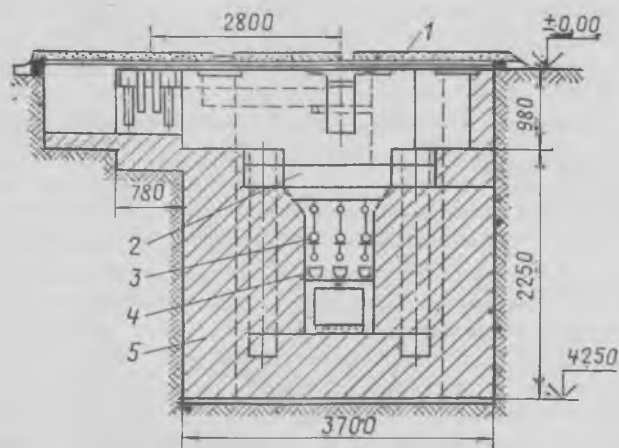


Рис. 2. Электропропарка фундамента под пресс  
1 — засыпка землей по доскам; 2 — планка для крепления; 3 — спирали; 4 — противни с водой 600×400×300 мм; 5 — объем бетона 60 м<sup>3</sup>



Благодаря удачному сотрудничеству с инженером-электриком Л. А. Комиссаровым при проведении всех работ по зимнему бетонированию на строительстве завода в Чебаркуле был успешно разработан и применен метод периферийного электропрогрева самых разнообразных конструкций. Впервые его применили при укладке бетона в котлованы враспор с замороженными стенками. Чтобы не допустить излишнего подмораживания бетона и обеспечить сдачу фундаментов под нагрузку в требуемый срок, по их периферии между мерзлым грунтом и свежееуложенным бетоном погружали на всю глубину стальные стержни, которые как электроды включали в электросеть. Аналогично поступали с надземными конструкциями, устанавливая электроды из арматурной стали между опалубкой и бетоном. Так как ассортимент стали был ограничен, часто использовали высечку из полосового железа и непригодные для использования по прямому назначению обрезки стали и т. п. (рис. 3).

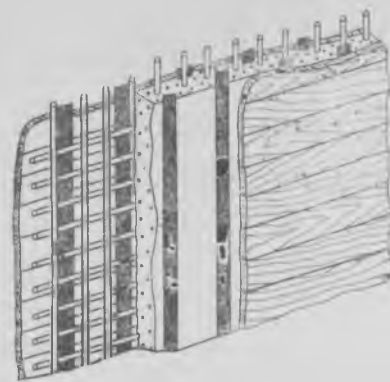


Рис. 3. Расположение пластинчатых (полосовых) электродов при прогреве стены

Железобетонные фундаменты с объемом укладываемого бетона 50..200 м<sup>3</sup> под кузнечные молоты выдерживали по методу термоса. Так, для фундамента с объемом бетона 196 м<sup>3</sup> использовали бетон марки М140 на портландцементе марки М300 с расходом 290 кг/м<sup>3</sup> и несколько больше для подшаботной части. Температура наружного воздуха в течение первых 10 сут колебалась от —20 до —45°С. Сверху фундамент был укрыт соломенными матами. После укладки бетона при +15°С за 5 сут температура увеличилась в результате тепловыделения при гидратации цемента до +25°С, в последующие 5 сут снизилась до +5°С, что обеспечило достижение бетоном не менее 70% марочной прочности. Во всех случаях наблюдалось дальнейшее медленное охлаждение бетона, особенно во внутренних зонах массивов.

При необходимости монтажа оборудования до достижения бетоном марочной прочности принималось во внимание, что в замерзшем состоянии он имеет более высокую прочность, и это позволило ему в последующем набрать требуемую прочность.

Оригинальным, хотя и вынужденным решением устройства бетонного пола в суровых зимних условиях, явилась укладка бетона в здании штампо-механического цеха. Устройство бетонных полов и дорожных покрытий в зимнее время относится к наиболее трудно выполняемым работам, поэтому обычно их переносят на летний период. При строительстве завода в Чебаркуле особо ударными темпами необходимо было найти новое решение. В цехе длиной 90 и шириной в плане 33 м, в котором еще бетонировали фундаменты под штампы и металлообрабатывающие станки, необходимо было одновременно выполнить работы по устройству бетонного пола. Бетон в сильные морозы приходилось укладывать на глубоко замороженное основание.

В этих трудных условиях решено было в центре здания цеха, где будут проходить грузовые машины, уложить бетон с применением электропрогрева, а остальную часть пола забетонировать методом замораживания. Бетон, уложенный по

методу замораживания, оставался в таком состоянии в течение всего периода эксплуатации. Уложенный позднее асфальт выравнивал поверхность бетонного пола и повышал его структурную устойчивость при последующей эксплуатации. Перед сдачей цеха в эксплуатацию пол покрыли слоем опилок, возле станков на рабочих местах сделали щитки из досок. Бетонная смесь имела подвижность 6—8 см и температуру при укладке 5..15°С. Охлаждение и замораживание бетона после укладки происходило очень быстро. Бетон был принят марки М110 вместо проектной М90. Во время работы в холодном цехе бетон в замороженном состоянии имел примерно марочную прочность, что обеспечило нормальную эксплуатацию пола в раннем возрасте. Опасение вызывало поведение бетона во время приобретения им положительной температуры. Однако в действительности этот процесс был длительным, и нарушения структуры бетона пола в цехе не наблюдалось. Во время отрицательных и положительных, близких 0°С, температур бетон приобрел достаточную для эксплуатации прочность.

Кроме этого вынужденного производственного эксперимента, в цехе были забетонированы мелкие фундаменты под станки в котлованах с замороженным грунтом. При подаче бетона не успевали отогреть грунт и прогревать бетон. Не хватало подручных средств. При монтаже станков на фундаменты через глубоко расположенные скважины для монтажных болтов вместе с прогревом подливки в скважинах электрооттаивали и большую часть бетона. Благодаря этому бетон фундаментов был способен воспринимать динамическую нагрузку работающих станков. Учитывая некоторый недобор прочности бетона после раннего замораживания, марка его увеличивалась на одну ступень.

Так, благодаря героическому труду многих тысяч людей в глубоком тылу точно в заданный срок в марте 1942 г. был построен и сдан в эксплуатацию Чебаркульский завод высококачественной металлургии, в состав которого входило 7 цехов и 11 вспомогательных сооружений.

**Победа Советского Союза в Великой Отечественной войне со всей полнотой раскрыла преимущества социализма, его огромные экономические, социально-политические и духовные возможности. Это была Победа созданного великим Лениным Советского государства, самого передового общественного строя, социалистической экономической системы.**

Из постановления ЦК КПСС «О 40-летию Победы советского народа в Великой Отечественной войне 1941—1945 годов»

## Восстановление сооружений железнодорожного транспорта из бетона и железобетона

В Великой Отечественной войне всему народному хозяйству нашей страны, в том числе и железнодорожному транспорту был нанесен огромный материальный ущерб. Важнейший элемент железных дорог — искусственные сооружения, являющиеся наиболее дорогими и трудоемкими объектами. В последние годы войны немецко-фашистские захватчики разрушали мосты, тоннели, водопропускные трубы, стремясь парализовать работу наших железных дорог и тем самым снизить наступательную мощь Красной Армии. За годы войны враг разрушил около 16 тыс. различных искусственных сооружений. Общая протяженность разрушенных объектов составила примерно 400 км. Среди них — почти 2800 больших и малых мостов, включая мосты через Дон, Днепр, Днестр, Десну, Южный Буг, Березину, Неман и другие крупные реки. Более 80% искусственных сооружений, разрушенных в период военных действий, составляли малые мосты и трубы. Все это сооружения были временно либо краткосрочно восстановлены в процессе наступательных действий Красной Армии.

По мере освобождения от врага советской территории и после победоносного окончания войны строителям железнодорожных мостов предстояло выполнить огромные объемы работ по капитальному восстановлению искусственных сооружений железнодорожного транспорта. Только в первую послевоенную пятилетку, в период с 1946 по 1950 г., было капитально восстановлено почти 14 тыс. объектов общей протяженностью около 300 тыс. п. м. На этих работах ежедневно в среднем было занято более 120 тыс. рабочих разных специальностей, а потребность в цементе на весь объем работ составляла 1650 тыс. т [1].

За годы Великой Отечественной войны мостостроители приобрели огромный опыт скоростного в прифронтовых условиях и временного восстановления искусственных сооружений темпами, обеспечивающими успешное наступление наших войск. Этот опыт был использован для решения задач по капитальному восстановлению сооружений и успешному выполнению огромного объема сложных восстановительных работ на территории страны, оккупации.

Успех дела предопределил также курс на массовое применение бетона и железобетона при капитальном восстановлении мостов и труб. Так, в эти сооружения в течение 1946—1950 гг. было уложено более 6 млн. м<sup>3</sup> бетона и железобетона.

Наибольшую сложность и трудоемкость представляло восстановление массивных бетонных, бутобетонных и каменных опор мостов, разрушенных ниже горизонта воды. Для этого успешно применяли прогрессивные по тому времени технические решения — кессоны, объемлющие разрушенную кладку, подводное бетонирование фундаментов опор, инъектирование сохранившейся трещиноватой кладки, устройство железобетонных «рубашек» тела опор при недостаточной прочности сохранившегося бетона, щитовая опалубка и др.

Опыт эксплуатации в годы войны временных мостов через мощные реки на западной территории нашей страны — Днепр, Днестр, Дон, Неман, Южный Буг и их притоки дал основание отказаться от дорогостоящих пологих ледорезов опор (до 1:2) и ограничиться более крутыми ледорезами (1:0,75, 1:0,5, 1:0,3; 1:0,15). Это новшество значительно сократило объемы кладки и трудоемкость сооружения капитальных опор. Заметим, что в настоящее время ледорезы опор довоенной конструкции не устраивают вообще — даже в опорах мостов через реки в районах с более суровыми климатическими условиями ограничиваются лишь устройством так называемых водорезов, т. е. приданием заостренной боковой грани быка уклона 1:0,1.

Наиболее рациональными при капитальном восстановлении мостов были признаны железобетонные пролетные строения, особенно для малых мостов. В связи с отсутствием достаточного количества необходимых грузоподъемных средств, развитой промышленной базы, соответствующих проектных решений большинство железобетонных мостовых пролетных строений изготавливалось на строительной площадке, непосредственно в пролете. Естественно, это отрицательно сказывалось на темпах и качестве работ. Однако уже в начале 1947 г. были разработаны проекты и начато заводское изготовление цельноперевозимых габаритных сборных железобетонных пролетных строений длиной до 15 м и массой

до 60 т. Такие конструкции можно было устанавливать в пролет консольными либо локомотивными кранами.

Появившиеся в первые послевоенные годы железобетонные эстакадные мосты не имели конкурентов по сравнению с другими конструкциями. В то же время трудности с крановым и копровым оборудованием, отсутствие приспособлений для резки железобетонных свай не позволяло широко использовать такие конструкции. И лишь позднее, в начале 50-х гг., по мере индустриализации отечественного мостостроения, удельный вес эстакад при строительстве мостов неизмеримо возрос.

Эффективными оказались двублочные железобетонные пролетные строения длиной до 11,75 м с ездой на балласте и до 18,2 м с ездой на поперечинах. Блоки первых таких пролетных строений устанавливались железнодорожными кранами грузоподъемностью 75 т, вторых — консольными кранами грузоподъемностью 60 т.

В этот же период появились железобетонные пролетные строения конструкции инж. И. А. Матарова. Впервые установленные на Московско-Киевской железной дороге (пролеты длиной 13,6 и 15,6 м), они были экономичнее других конструкций — в 2,2 раза меньше металла и в 2 раза — стоимость. Получило распространение пролетное строение этой конструкции расчетной длиной 16,2 м, устанавливаемое консольным краном.

С каждым годом становилась все более эффективной степень индустриализации при восстановлении искусственных сооружений. Так, в 1946 г. были построены полносборные путепроводы на станциях Смоленск и Брянск, с установкой пролетных строений инженера И. А. Матарова. Следует отметить конструкцию полносборных высоких железобетонных виадуков, смело построенных вместо разрушенных на железной дороге в гористой местности.

Полносборные искусственные сооружения, в том числе путепроводы и виадуки, давали возможность при строительстве восстановительных работах резко сокращать продолжительность «окон» на действующих железнодорожных линиях, быстро выполнять работу в перерывах между движением поездов, что представляло чрезвычайную важность для работы железнодорожного транспорта.

Настойчивые поиски наиболее эффективных конструкций из сборного железобетона дали возможность советским ученым и мостостроителям запроектировать в 1946 г. опытное преднапряженное пролетное строение под нагрузку



расчетным пролетом 10,8 м (Н-7-1931, проект канд. техн. наук А. Коровина). По сравнению с обычной типовой (пенапряженной) конструкцией, его применение позволяет сократить объем бетона на 30%, арматурной стали — на 45%, строительную высоту — на 23%. В следующем году были созданы проекты железобетонных преднапряженных пролетных строений длиной 15,18,2 и 23 м под железнодорожную нагрузку.

Индустриальный способ капитального восстановления водопропускных труб и мостов позволил значительно снизить объемы и стоимость строительно-монтажных работ, их трудоемкость, резко сократить продолжительность строительства (малый сборный железобетонный мост или трубу монтировали за 20... 30 ч), что имело большое значение для поддержания пропускной способности железных дорог. Эффективность применения сборного железобетона при капитальном восстановлении искусственных сооружений, по сравнению с монолитными конструкциями (в %), наглядно показана в таблице [2].

Вид сооружений	Снижение		
	трудоемкости	стоимости	объемов работ
Блочные трубы	4	26	42
Секционные пролетные строения на блочных опорах	21	4	6
Свайно-эстакадные мосты	28	32	64

Экономичным новшеством при капитальном восстановлении мостов явилось применение сталежелезобетонных пролетных строений — металлических мостов с железобетонной сборной или сборно-монолитной плитой проезжей части, включаемой или не включаемой в совместную с продольными балками работу [3]. Примерами таких конструкций могут служить железнодорожные пролетные строения длиной 23, 27 и 33 м со свободно уложенной плитой (проект Проектстальконструкции) и длиной 56,4 м с плитой, объединенной в совместную работу с продольными балками.

Одними из первых сооружений с монолитной железобетонной проезжей частью, работающей совместно с пролетным строением, являются капитально восстановленные виадуки на одной из западных железных дорог. Все они расположены на кривых участках пути радиусом от 250 до 400 м; высота сооружений — до 35 м, пролеты — от 27 до 42 м.

Для сокращения собственной массы железобетонных пролетных строений восстанавливаемых мостов строители нача-

ли применять цементы повышенных марок, высокопрочную проволоку, легированную сталь, фракционирование заполнителей при бетонировании. Академик К. С. Завриев поставил вопрос об использовании легких бетонов при восстановлении мостов. Массовое применение получили железобетонные сваи различной несущей способности, а также блочные фундаменты труб, малых и средних мостов. Эти мероприятия, бесспорно, повышали эффективность капитального восстановления железнодорожных сооружений.

Годы первой послевоенной пятилетки, на которые приходится основные объемы работ по капитальному восстановлению сооружений железнодорожного транспорта, ознаменовались дальнейшим прогрессом отечественного мостостроения. Особенно наглядно это видно на примерах восстановления крупнейших железобетонных арочных мостов через Новый Днепр (арки по 150 м).

К числу уникальных послевоенных сооружений следует отнести железобетонный арочный мост через Старый Днепр у Запорожья, построенный вместо металлического, разрушенного немецко-фашистскими захватчиками. На железобетонном своде моста пролетом 228 м расположена двухъярусная проезжая часть. Двухпутное железнодорожное движение осуществляется по верхнему и автомобильное — по нижнему ярусам автор проката — инж. Б. Н. Преображенский [4].

Запорожский мост стал самым большим в мире арочным железобетонным пролетным строением под совмещенную нагрузку. Рекорд по длине пролета для подобных сооружений в мировой практике мостостроения не перекрыт до настоящего времени. Макет этого моста демонстрировался на Всемирной выставке в Брюсселе. Мост описан во многих учебниках как образец высокого уровня советского мостостроения, смелости и оригинальности принятых нашими инженерами и архитекторами решений. При капитальном восстановлении этого моста и других внеклассных арочных железобетонных мостов внедрены высокоэффективные конструктивные, технологические и организационные решения.

Успешно были применены слойно-секционный и бессекционный методы бетонирования, позволившие резко сократить продолжительность возведения сводов, дократное раскружалывание сводов [5], бетонирование арок поточно-скоростным способом, использование металлических инвентарных арочных подмостей и кружал, сборной крупноблочной опалубки сводов, крупногабаритные сварные арматурные каркасы и другие новшества.

Организации, осуществлявшие капитальное восстановление мостов, снабжались необходимыми консольными, установочными (типа «Пилон»), стреловыми кранами, свайно-копровым, бетоносмесительным и сварочным оборудованием, компрессорами, автомобилями, тракторами и другими машинами и механизмами, без чего невозможно было в короткие сроки обеспечить восстановление огромного числа искусственных сооружений.

Мировая строительная практика не знала подобных темпов и масштабов восстановительных работ. Не следует забывать, что они осуществлялись в сложных условиях — при огромной расщепленности объектов, недостатках материальных и людских ресурсов в трудные послевоенные годы. На восстановительных работах вновь проявились героизм, мужество и самоотверженный труд советского народа, добившегося исторической победы над врагом. Постоянное творческое сотрудничество ученых, проектировщиков, строителей способствовало научно-техническому прогрессу в мостостроении, показало на практике, что бетон и железобетон отвечают требованиям скоростного восстановления и строительства мостов.

Много сил, знаний, энергии и творческой инициативы вложили в дело восстановления мостов академики К. С. Завриев, Г. П. Передерий, профессора Г. К. Евграфов, Н. М. Колоколов, Е. И. Крыльцов, опытные организаторы-мостостроители Герои Социалистического Труда П. И. Бакарев, И. Ю. Баренбойм, П. А. Кабанов, И. И. Цурупа, инженеры Ю. А. Арьев, М. Н. Власов, А. П. Грецов, А. И. Жуковский, Г. И. Зингоренко, И. А. Иванченко, Н. М. Молоканов, Н. А. Холин, А. С. Шепитько и многие другие.

Прошли годы и десятилетия, но богатейший опыт капитального восстановления искусственных сооружений, разрушенных в период Великой Отечественной войны, остается творческой школой для следующих поколений советских мостостроителей.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Холин Н. Капитальное восстановление и новое строительство мостов. — Железнодорожный транспорт, 1946, № 1.
- Талашманов И. Большое внимание индустриализации строительства малых мостов. — Железнодорожное строительство, 1946, № 10.
- Ерлыков С. Н. Опыт применения металлических пролетных строений с железобетонной проезжей частью. — Железнодорожное строительство, 1951, № 3.
- Власов М. Н. Исследование, разработка и внедрение новой технологии и организации строительства мостов больших пролетов. Автореф. дисс. на соиск. учен. степени канд. техн. наук, М., 1967.
- Преображенский Б. Н. Раскружалывание крупнейшего железобетонного свода. — Железнодорожное строительство, 1951, № 5.

## ПОБЕДИТЕЛИ ВСЕСОЮЗНОГО СОЦИАЛИСТИЧЕСКОГО СОРЕВНОВАНИЯ

Рассмотрев итоги Всесоюзного социалистического соревнования союзных, автономных республик, краев и областей, городов, автономных округов, городских и сельских районов, коллективов объединений, предприятий, организаций и учреждений, колхозов и совхозов за успешное выполнение Государственного плана экономического и социального развития СССР на 1984 год, ЦК КПСС, Совет Министров СССР, ВЦСПС и ЦК ВЛКСМ постановили:

признать победителями и наградить среди коллективов отраслей капитального строительства и промышленности строительных материалов

**ПЕРЕХОДЯЩИМИ КРАСНЫМИ ЗНАМЕНАМИ ЦК КПСС, СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР, ВЦСПС И ЦК ВЛКСМ С ЗАНЕСЕНИЕМ НА ВСЕСОЮЗНУЮ ДОСКУ ПОЧЕТА НА ВДНХ СССР**

За достижение наиболее высоких и устойчивых показателей во Всесоюзном социалистическом соревновании, в выполнении Государственного плана экономического и социального развития СССР на 1984 год и повышенных социалистических обязательств

коллективы объединений, их производственных единиц, предприятий, строек, научно-исследовательских организаций и учреждений

по Министерству строительства в районах Дальнего Востока и Забайкалья

Иркутского домостроительного комбината Главвостоксбстроя по Министерству строительства предприятий нефтяной и газовой промышленности

Сургутского домостроительного комбината Главзапсибжилстроя, Ханты-Мансийский автономный округ по Министерству промышленного строительства СССР

волгоградского производственного объединения «Железобетон» Главнижневолжскстроя,

домостроительного комбината имени 60-летия СССР Киевоблпромстроя, г. Белая Церковь Киевской области,

домостроительного комбината № 3 Полтавпромстроя, г. Кременчуг Полтавской области,

домостроительного комбината Херсонпромстроя, г. Херсон, Минского производственного объединения индустриального домостроения имени 50-летия СССР,

треста «Железобетон» объединения «Рязаньстрой», г. Рязань по Министерству промышленности строительных материалов СССР.

производственного объединения «Грузнеруд», г. Марнеули Грузинской ССР,

Семипалатинского комбината сборного железобетона № 1 по Министерству сельского строительства СССР

Омского сельского домостроительного комбината управления Омскцелинстрой,

Центрального научно-исследовательского, экспериментального и проектного института по сельскому строительству, г. Апрелька Московской области

по Министерству строительства СССР Владимирского домостроительного комбината, Гатчинского сельского домостроительного комбината, Ленинградская область,

домостроительного комбината имени 60-летия Союза ССР, г. Новочебоксарск Чувашской АССР,

Калининского опорно-показательного домостроительного комбината, Каунасского домостроительного комбината, Литовская ССР

по Государственному комитету СССР по делам строительства Белорусского научно-исследовательского и проектного института по строительству на селе Госстроя Белорусской ССР, г. Минск,

Института проектирования городского строительства Госстроя Литовской ССР, г. Вильнюс

по предприятиям и организациям, подчиненным министерствам и ведомствам союзных республик и исполкомам местных Советов народных депутатов по РСФСР

ордена Трудового Красного Знамени домостроительного комбината № 1 Главмосстроя

по Украинской ССР домостроительного комбината № 3 Главкиевгорстроя, г. Киев

**ПЕРЕХОДЯЩИМИ КРАСНЫМИ ЗНАМЕНАМИ ЦК КПСС, СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР, ВЦСПС И ЦК ВЛКСМ**

За достижение высоких результатов во Всесоюзном социалистическом соревновании, успешное выполнение Государственного плана экономического и социального развития СССР на 1984 год

коллективы объединений, их производственных единиц, предприятий, строек, научно-исследовательских и других организаций и учреждений

по Министерству строительства в районах Дальнего Востока и Забайкалья

Благовещенского домостроительного комбината имени XXIV съезда КПСС Главмурстроя, Сахалинского домостроительного комбината имени 50-летия СССР Главсахалинстроя, г. Южно-Сахалинск

по Министерству транспортного строительства Ильичевского завода железобетонных конструкций треста Юзтранстром, Одесская область

по Министерству промышленного строительства СССР домостроительного комбината Дагестанского управления строительства, г. Махачкала,

конструкторско-технологического бюро по промышленности стройиндустрии, г. Видное Московской области,

объединения промышленности строительных материалов и изделий Министерства промышленного строительства Армянской ССР, г. Ереван

по Министерству сельского строительства СССР Березовского сельского домостроительного комбината, Брестская область,

Богородского завода железобетонных изделий управления Горьковоблсельстрой, Горьковская область,

Котовского завода железобетонных изделий объединения «Укрсельстройиндустрия», Одесская область

по Министерству строительства СССР Рижского треста крупнопанельного домостроения, сельского домостроительного комбината Главволговятскстроя, г. Горький

по Министерству строительства предприятий тяжелой индустрии СССР

производственного объединения «Курскстройдеталь»,

ордена «Знак Почета» домостроительного комбината имени XXVI съезда КПСС, г. Кривой Рог Днепропетровской области

по Государственному комитету СССР по делам строительства государственного ордена Трудового Красного Знамени головного проектного института Казгорстройпроект Госстроя Казахской ССР, г. Алма-Ата

За достижение в 1984 году высоких результатов во Всесоюзном социалистическом соревновании за успешное выполнение заданий целевых комплексных научно-технических программ и программ по решению важнейших научно-технических проблем

коллектив ордена Трудового Красного Знамени Научно-исследовательского института бетона и железобетона Госстроя СССР, г. Москва.

УДК 69.022.97:69.032.2

С. Ю. ЦЕЙТЛИН, д-р техн. наук, В. П. АНТОНОВ, инж. (НИЛ ФХММ и ТП);  
Ю. С. ГУРЕВИЧ, инж. (ПО Моспромжелезобетон); В. А. БРАГИНСКИЙ, инж.  
(Моспроект-1)

## Колонны многоэтажных зданий под большие нагрузки

Строители Москвы для связевого каркаса многоэтажных зданий применяют железобетонные колонны под осевые нагрузки до 5 МН сечением 400×400 мм с продольной арматурой класса А-III. Стык колонн осуществляется ванной сваркой четырех угловых выпусков арматуры с замоноличиванием. При нагрузках 7...12 МН использовали колонны того же сечения, но с сердечником из стали класса А-II в виде цельного или сваренного из полос бруса большого сечения с толстыми пластинами на торцах. При монтаже пластины сваривали. Сердечники изготовляли на заводах металлоконструкций, их стоимость довольно высока — 280 р. за 1 т. Расход стали — до 2 т/м<sup>3</sup>.

Рост потребности в колоннах под нагрузки 7...9 МН побудил искать более экономичные решения. Увеличение размеров сечения колонн оказалось неприемлемым, так как в 2,5—3 раза возросло число типоразмеров, требовались новые ригели, новые формы, коэффициент использования которых был бы невелик, возрастал расход стали на поперечную арматуру, стальные консоли, закладные детали.

Заводом ЖБИ № 18, НИЛ ФХММ и ТП и Управлением Моспроект-1 с участием НИИЖБ предложено унифицированное по всей высоте зданий сечение колонн 400×400 мм под нагрузку 9 МН (рис. 1). Распределенные по всему сечению стержни диаметром 40 мм из

арматуры класса А-III с расчетным сопротивлением 365 МПа прикреплены к торцевым стальным плитам встык\*. Колонны стыкуются обваркой по контуру двух торцевых пластин толщиной 25 мм, между которыми располагается центрирующая прокладка толщиной 3 мм. Под нагрузку 7 МН колонны армируют 12-ю стержнями диаметром 40 мм из арматуры класса А-III, под нагрузку 6 МН — 8 стержнями. Для прикрепления продольных стержней к опорным плитам используют два способа: часть стержней приваривают к плитам с приме-

\*А. с. № 819287. Железобетонная стойка. Ю. С. Гуревич, С. Ю. Цейтлин. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1981, № 13.

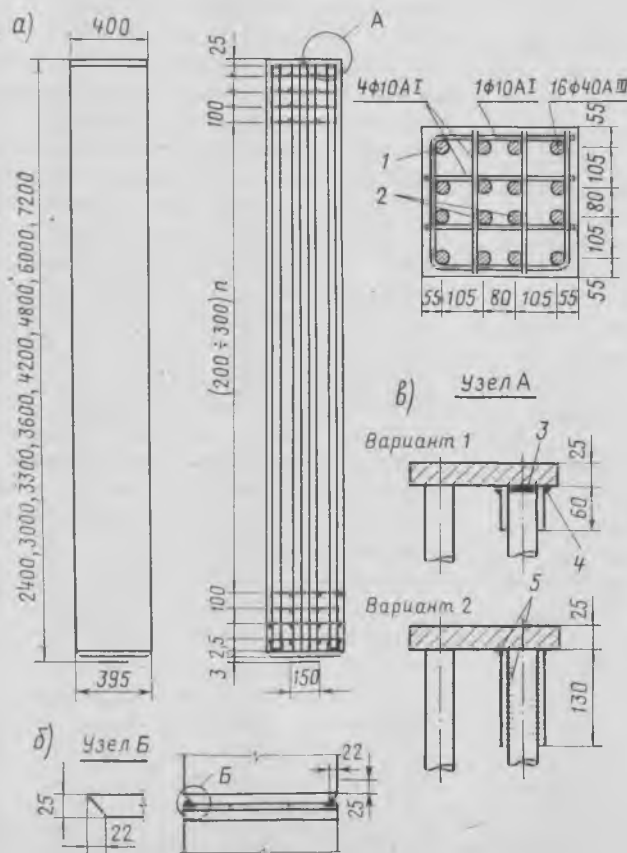


Рис. 1. Конструкция колонны под нагрузку 9 МН (консоли и закладные детали условно не показаны, высоты колонн даны на один этаж)

а — общий вид колонны; б — стык колонны; в — деталь А 1 — стержни, присоединяемые к торцевым пластинам при помощи шовной сварки через стальные гнутые накладки, приваренные к листам; 2 — стержни, примыкающие к торцевым пластинам вилотную или с незначительными зазорами, прихватываются к пластинам сваркой только для фиксации; 3 — ванная сварка; 4 — прихватка; 5 — шовная сварка

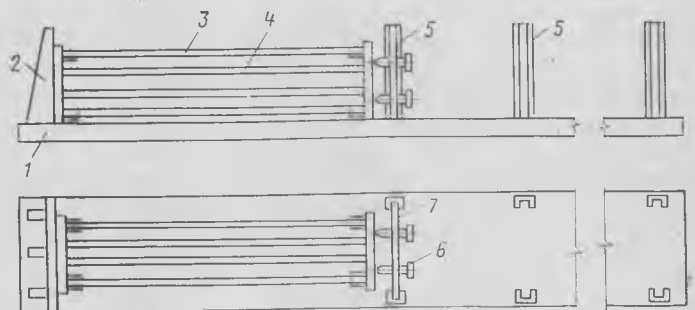


Рис. 2. Изготовление каркаса колонны в кондукторе

1 — станина кондуктора; 2 — неподвижный упор; 3 — привариваемые стержни арматуры; 4 — стержни, присоединяемые прихваткой; 5 — упоры для переставных листов кондуктора, соответствующие колоннам разных длин; 6 — прижимные винты; 7 — переставные листы кондуктора

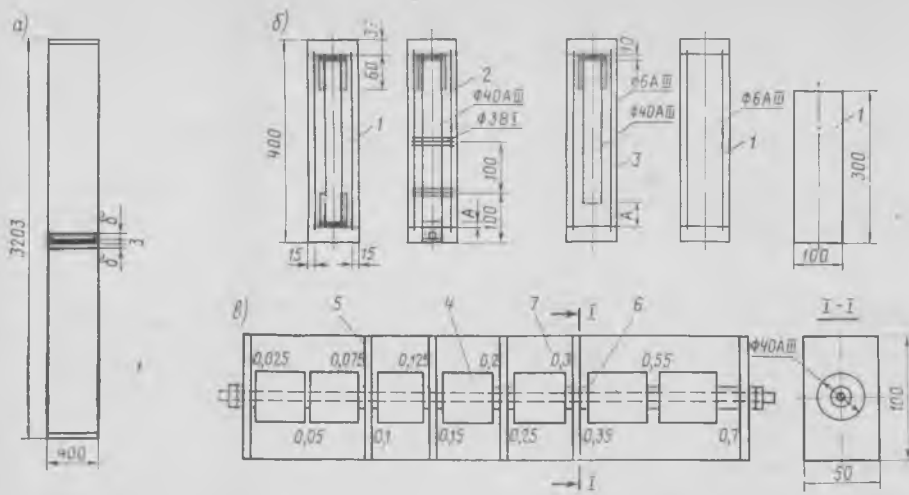


Рис. 3. Опытные образцы

а — общий вид образцов колонн; б — призмы; в — образцы для изучения проникания раствора в тонкие щели; 1 — эталонные образцы; 2 — образцы с полостью А, не заполненной раствором; 3 — образцы с зазором А, заполненным раствором; 4 — корытчиши диаметром 40 мм из стали класса А-III, 5 — пластины; 6 — прокладки для образования зазоров; 7 — толщина зазора в мм

нием гнутых накладок — таких стержней 8 (под нагрузку 9МН), в остальных — 4. Остальные стержни примыкают к плитам вплотную или с незначительным зазором и только прихватываются к ним для фиксации. Вначале приварку выполняли по варианту 1 (рис. 1 деталь А), обеспечившему прочность соединения при сжатии. Однако из-за недостаточного прогрева листа не всегда обеспечивалась необходимая при монтаже прочность на растяжение. Тогда был принят второй вариант детали А.

Заготовку стержней с точностью по длине  $\pm 2$  мм производят на абразивно-обрезном станке ЧИ-1 с дисковой пилой. Каркас колонны собирают в кондукторе [1, 2] (рис. 2). Сначала устанавливают одну из торцовых плит с приваренными гнутыми накладками, а также поперечные хомуты, сквозь которые пропускают продольные стержни. Последние служат также кондуктором для правильной установки второй торцовой плиты. Чтобы уменьшить зазоры между стержнями и плитами, каркас обжимают четырьмя винтами общим усилием 60—80 кН, после чего производят приварку стержней к накладкам и прихватку к торцовым плитам. Затем устанавливают закладные детали. Каркас укладывают в форму, не имеющую торцовых бортов (они служат плиты каркаса), что позволяет в одной форме изготавливать колонны разной длины. Бетон колонн марки М550.

В таких колоннах необычно высокое содержание гибкой арматуры (до 12,5%), которая должна воспринять более 70% расчетного усилия. Это потребовало опытных исследований. Образцы для испытания на осевое сжатие

(рис. 3, а) состояли из двух коротких колонн длиной 1,6 м каждая, сваренных между собой по контуру торцовых плит с использованием центрирующей прокладки. Характеристики продольной арматуры первых образцов —  $\sigma_t = 420$  МПа,  $\sigma_b = 650$  МПа,  $\delta_{10} = 11\%$ . Прочность бетона — 52,5 и 55,2 МПа. Результаты испытания колонн положительные. Отмечалась неравномерность деформирования бетона горизонтальных сечений из-за случайных эксцентриситетов сжимающей силы относительно физической оси сечения. Однако с ростом нагрузки эксцентриситеты быстро уменьшались, а перед разрушением составляли 1,4...1,5 см, т. е. приближались к нормируемому случайному эксцентриситету  $h : 30 = 1,33$  см. Продольные деформации в уровне стыка на 20...30% больше, чем в средней части стволов из-за некоторого искривления пластин.

Разрушение происходило по стволу при нагрузке 14,2...14,5 МП в результате достижения предела текучести арматуры углового стержня и соответствующей перегрузки примыкающего бетона, а затем и других частей сечения. Признаков разрушения стыков не было.

Фактические разрушающие усилия оказались на 9% выше теоретических, определенных по СНиП II-21-75 при коэффициенте продольного изгиба  $\varphi = 0,92$ . Превышение можно, вероятно, объяснить относительно жесткой конструкцией плит пресса, сдерживавших поворот опорных сечений образцов. Отношение разрушающей нагрузки к расчетной 1,54...1,59.

Особенно важен вопрос о минимальном количестве стержней, которые необходимо приваривать к торцовым плитам, поскольку приварка всех стержней

существенно увеличивает трудоемкость изготовления каркасов. Некоторые места примыкания стержней к пластинам не удобны или даже не доступны для сварки. Кроме того, при приварке всех стержней возможно искривление пластин.

Вместо приварки части стержней к пластинам можно было вблизи торцов колонн существенно усилить косвенное армирование, однако расчеты показали, что это нереально.

Особо изучалась передача усилий с торцов стержней на пластины без сварки [3]. Следовало выяснить, какое усилие может быть передано с торца стержня на пластину при их примыкании друг к другу с зазором, когда зазор заполнен или не заполнен раствором, а также определить минимальный зазор, который будет надежно заполняться раствором при формировании колонн с вибрацией.

Были изготовлены и испытаны на осевое сжатие призмы (см. рис. 3, б) размером  $10 \times 10 \times 40$  см, армированные по оси стержнем диаметром 40 мм из стали класса А-III. На торцах призм имелись пластины толщиной 30 мм, связанные между собой в углах 4 стержнями диаметром 6 мм из стали класса А-III. Стержень диаметром 40 мм был приварен только к верхней пластине, а с нижней имел различные зазоры. Нижние пластины некоторых призм имели вывинчивающиеся стальные пробки, которые перед бетонированием вводились в контакт с торцом стержня, чтобы исключить проникание раствора (перед испытанием пробки вывинчивали для создания полости требуемой высоты). Сквозь отверстие в пробке пропускали ножку индикатора, которую винчивали в торец арматурного стержня для замера его перемещения. Всего было 22 призмы, в том числе эталонные бетонные и призмы, в которых стержень диаметром 40 мм приваривался к верхней и нижней пластинам.

Прочность при сжатии эталонных образцов была равна 400...450 кН, армированных 4 стержнями диаметром 6 мм — 440...550 кН, армированных 4 стержнями диаметром 6 мм и одним диаметром 40 мм, приваренным к обеим пластинам, — 820...885 кН.

В призмах с незаполненной полостью высотой 0,15...0,2 мм перемещения торца стержня возрастали линейно с ростом нагрузки. Нарушения сцепления не было, стержень постепенно примкнул к торцевой пластине и работал совместно с ней. Разрушающее усилие 890 кН соответствовало эталонному.

В призме с незаполненной полостью высотой 0,5 мм перемещения до 0,15

мм нарастали линейно, затем их рост усилился, а при перемещении 0,3 мм и усилили 400 кН из-за проскальзывания стержня в бетоне образовалась продольная трещина шириной 0,1 мм. Разрушающее усилие — 790 кН.

При высоте незаполненной полости 2,7 мм и усилии 440 кН отмечено резкое проскальзывание арматуры и большая трещина, стержень уперся в пластину.

Таким образом, безопасной по сцеплению стержня с бетоном в данных условиях можно считать полость высотой не более 0,2—0,25 мм.

Лучшие результаты получили при испытании призм с зазорами, в которые при бетонировании проник раствор. При высоте зазора от 0 до 6 мм прочность призм была не ниже эталонных. Установлено, что тонкие слои раствора способны передавать огромные напряжения, соответствующие прочности стали и в несколько раз превышающие номинальную прочность раствора в кубах. Лишь при большой толщине слоя раствора (от 10 до 70 мм) прочность призм сильно снизилась и составляла всего 600...420 кН, т. е. толстый слой раствора не способен передать полное усилие от арматуры.

Возможность проникания раствора в очень тонкие щели исследовали на образцах, представлявших собой нанизанные на общую ось коротыши из арматуры диаметром 40 мм из стали класса А-III вперемежку со стальными пластинами (рис. 3, в). Между пластинами и коротышами размещали прокладки, образующие зазоры величиной 0,025...0,7 мм. Образцы бетонировали одновременно с колоннами на виброплощадке из бетона того же состава. Раствор проник во все зазоры, даже в щели толщиной 0,025 мм.

Таким образом, испытания натуральных образцов колонн и исследования призм выявили принципиальную надежность разработанной конструкции. Тем не менее для равномерной работы бетона в зоне стыка было рекомендовано укладывать четыре сетки косвенного армирования из стержней диаметром 10 мм из стали класса А-I. Управление Моспроект-1 с участием завода ЖБИ № 18 ПО Моспромжелезобетон, НИЛ ФХММ и ТП и НИИЖБ разработало рабочие чертежи полного набора колонн типа ЭК под номинальные

нагрузки 6...9 МН при высоте этажей 2,4...7,2 м. Завод ЖБИ № 18 освоил выпуск колонн. С их применением достигается большой экономический эффект. В зависимости от типа колонны по нагрузке расход стали снижается на 0,75—1 т/м<sup>3</sup>, или почти вдвое, благодаря расходу меньшего количества арматуры, притом более дешевой, снижение стоимости составляет 400—450 р. на 1 м<sup>3</sup> колонн.

Возможность передачи усилия со стержня на стальную пластину через тонкий слой раствора, т. е. без сварки, позволяет увеличить экономию стали в колоннах путем применения стержней из несвариваемой термически упрочненной стали класса Ат-V.

Опытная проверка колонн, а также армируемых стержнями из стали класса Ат-V, была проведена на ряде образцов. Чтобы выявить возможности сечения колонн 400×400 мм, некоторые образцы были запроектированы на перспективные нагрузки, превышавшие 9 МН, и из-за отсутствия стержней больших диаметров их группировали по 3 или 4 шт.

Например, колонна, армированная в углах 4Ø40 А-III и в остальной части 12-ю группами по 4Ø28 Ат-V, с сетками косвенного армирования по всей высоте из Ø12 А-III, разрушилась при нагрузке 35,6 МН, а сетками из Ø12 А-I — при 32,5 МН. Колонны, армированные 4Ø40 А-III и 8×3Ø28 Ат-V с сетками из Ø12 А-I, разрушались при 20,7—21,7 МН, а с хомутами из Ø10 А-I — при 17...18,7 МН. Колонны, армированные 25Ø32 Ат-V с сетками косвенного армирования из Ø10 А-I, выдержали 22...23 МН.

Колонны под расчетную нагрузку 9 МН были заармированы 16Ø32 Ат-V с хомутами Ø10 А-I; разрушение произошло при 16...16,9 МН, а при сетках из Ø12 А-I — при 19...20 МН.

Таким образом, подтвердилась высокая несущая способность данной конструкции колонн.

Во всех образцах приваривали только угловые стержни. Хотя происходило разупрочнение стали класса Ат-V до уровня А-III, некоторая потеря прочности в стержнях компенсировалась привариваемыми гнутыми накладками из полосовой стали.

Несущая способность колонн оказалась выше проектной, рассчитанной по

фактическим прочностям материалов. В колоннах, армируемых стержнями из стали класса А-III, разрушение происходило при достижении текучести арматуры; в армируемых сталью класса Ат-V, не имеющей физического предела текучести, и при поперечных хомутах — при напряжениях около 700 МПа; при устройстве по всей высоте колонн сеток косвенного армирования — около 900 МПа, т. е. при достаточно высоких напряжениях.

При образовании всех стыков торцовые пластины обваривали по контуру. В образцах исследовали также необходимую толщину торцовых пластин. При толщине пластин 6...12 мм, независимо от усилия, на которое рассчитана колонна, в бетоне при нормативной нагрузке образуются вертикальные трещины возле стыка, что связано с искривлением торцовых пластин. Это не снижает разрушающего усилия колонны, однако нежелательно. Поэтому при применении тонких листов, особенно целесообразных в колоннах под нагрузки 2...5 МН, НИИЖБ предложил инъецировать пространство стыка между пластинами.

В колоннах под нагрузку 9 МН использование стержней из стали Ат-V вместо А-III позволяет дополнительно сэкономить около 300 кг стали или 40 р/м<sup>3</sup>. Моспроект-1 запроектировал такие колонны на нагрузки 6...9 МН, а завод ЖБИ № 18 начал их выпуск.

Преимущества новых колонн с плоскими листами на торцах выявляются и на строительной площадке. Их проще монтировать, чем при стыке со сваркой выпусков арматуры. Трудоемкость монтажа снижается в несколько раз, ликвидированы работы по омоноличиванию стыка.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Новая конструкция колонн под нагрузки 600—900 т./Ю. С. Гуревич, С. Ю. Цейтлин, В. П. Антонов, Г. К. Аликова. — Промышленность строительных материалов Москвы, 1982, № 5.
2. Колонны унифицированного сечения под большие нагрузки многоэтажных зданий / С. Ю. Цейтлин, Ю. С. Гуревич, В. П. Антонов, Г. К. Аликова — В кн.: Прогрессивные методы изготовления сборных железобетонных конструкций на предприятиях Главмоспромстройматериалов М., 1983.
3. О прочности тонких слоев раствора при сжатии / С. Ю. Цейтлин, В. П. Антонов, В. Н. Сорокин, Ю. С. Гуревич. — В кн.: Прогрессивные методы изготовления сборных железобетонных конструкций на предприятиях Главмоспромстройматериалов М., 1983.

М. Г. КОСТЮКОВСКИЙ, Б. Г. КОРМЕР, В. А. ФИСУН, кандидаты техн. наук,  
Г. С. СИДОРИНА, А. З. ЛАПШИНА, инженеры (ЦНИИпромзданий)

## Целесообразность расширения области применения стропильных балок

Для производственных зданий с механической вентиляцией применяются преимущественно стропильные фермы, позволяющие размещать воздуховоды в габарите покрытия.

Исследованиями ЦНИИпромзданий установлено, что вставки для отопительно-вентиляционного оборудования целесообразно располагать в многопролетных зданиях параллельно продольным координационным осям. При таком решении воздуховоды, подающие приточный воздух, трассируются в поперечном направлении. Для многих производств могут применяться воздуховоды диаметром не более 800—850 мм, которые размещаются в пределах покрытия между железобетонными стропильными балками, имеющими высоту на опоре 900 мм. Балочные конструкции покрытий можно также применять при механической вентиляции с подачей приточного воздуха дальнобойными струями, при естественной вентиляции и при размещении воздуховодов вне габаритов покрытия (во многих случаях это возможно в сравнительно узких зданиях, а также в широких зданиях без кранового оборудования при увеличении их высоты).

Расчеты свидетельствуют, что общая площадь одноэтажных производственных зданий с балочными покрытиями пролетами 18 и 24 м составляет около 85% общей площади зданий с железобетонными конструкциями покрытий таких пролетов.

В настоящее время для покрытий зданий с пролетами 18 м применяют типовые стропильные и решетчатые балки серии 1.462.1-3/80. В 1983 г. ЦНИИпромзданий разработаны для использования типовые 18-метровые двутавровые балки серии 1.462.1-16, а также опытные 24-метровые двутавровые балки (шифр 2188-79/82).

Подстропильными конструкциями балочных покрытий могут служить балки пролетом 12 м с провисающим нижним поясом (серия 1.462.1-18), разработанные для плит на пролет.

Для установления эффективности применения балок вместо ферм в ЦНИИпромзданий сопоставили технико-экономические показатели конструкций покрытий. В качестве аналога приняты покрытия с безраскосными фермами (проект новой серии). Сопоставление с фермами для малоуклонной кровли выполнено для покрытий многопролетных зда-

ний. При этом рассматривали здания с подвесными кранами грузоподъемностью 32 кН и без подвешенного подъемно-транспортного оборудования, со светоаэрационными фонарями и бесфонарные. Для зданий с подвесными кранами принят шаг колонн 6 м по крайним рядам и 12 м по средним, для зданий с мостовыми опорными кранами (или бескрановых) — шаг колонн 12 м по крайним и средним рядам. Сопоставление с фермами для скатной кровли выполнено для покрытий двухпролетных бесфонарных зданий с шагом колонн 6 м, с подвесными кранами грузоподъемностью 32 кН и бескрановых (или с мостовыми опорными кранами) (см. таблицу).

Как следует из таблицы, наибольший эффект от замены ферм стропильными балками достигается в широких зданиях с малоуклонной кровлей при пролетах 18 м — расход стали и стоимость в деле конструкций покрытия и стен в габарите покрытия уменьшаются на 1—4,3 кг/м<sup>2</sup> и на 1,3—4 р/м<sup>2</sup>; несколько уменьшаются трудозатраты на монтаж и суммарный расход бетона на покрытие и стены. В широких зданиях с пролетами 24 м эффект применения балок меньше, чем при пролетах 18 м.

Пролет, м	Здания	Стропильные конструкции	Полезная нагрузка на плиты, кПа	Приведенная толщина бетона, см		Расход стали, кг	Стоимость в деле, р.	Трудоемкость монтажа, чел.-ч
				конструкций покрытия	легкобетонных стеновых панелей в габарите покрытия			
18	Многопролетные, со светоаэрационными фонарями, без подвешенного транспорта, шаг колонн 12 м	А	2,0—3,0	9,4	1,4	14,8—15,8	23,7—26,2	2,1
		В	2,0—3,0	9,7	1,4	16,2—17,3	24,0—26,4	2,1
		С	2,0—3,0	8,9	2,3	17,8—18,5	25,6—28,1	2,2
	То же, с подвесными кранами грузоподъемностью 32 кН, шаг колонн средних рядов 12 м	А	2,0—3,8	10,1—10,8	1,3	26,6—28,8	29,2—32,8	2,7
		В	2,0—3,8	11,3	1,4	27,7—29,6	30,6—33,8	2,7
		С	2,0—3,8	10,7	2,3	30,9—32,3	33,2—35,8	2,8
24	Двухпролетные бесфонарные с подвесными кранами грузоподъемностью 32 кН, шаг колонн 6 м	А	2,0—3,8	8,6—9,2	3,5	17,8—19,4	25,5—28,5	2,1
		В	2,0—3,8	9,7	3,6	18,3—19,8	26,5—29,2	2,1
		Д	2,0—3,6	9,0	3,9	19,0—20,7	26,9—29,5	1,9
	Многопролетные, без подвешенного транспорта, со светоаэрационными фонарями, шаг колонн 12 м	А	2,0—3,0	9,7	1,4	16,5—17,8	25,4—28,1	2,1
		С	2,0—3,0	9,1—9,4	2,3	18,0—19,2	26,3—29,2	2,2
		А	2,0—3,8	11,4	1,3	29,4—32,2	32,1—35,6	2,7
Многопролетные, с подвесными кранами грузоподъемностью 32 кН со светоаэрационными фонарями, шаг колонн средних рядов 12 м	С	2,0—3,8	10,4—10,8	2,3	32,1—33,4	33,5—36,4	2,8	
	Двухпролетные, бесфонарные, с подвесными кранами грузоподъемностью 32 кН, шаг колонн 6 м	А	2,0—3,8	8,6—9,2	3,5	17,8—19,4	25,5—28,5	2,1
		Д	2,0—3,6	9,0	3,9	19,0—20,7	26,9—29,5	1,9

Примечание: 1. А — балки двутавровые; В — балки решетчатые; С — фермы безраскосные для малоуклонной кровли; Д — то же, для скатной кровли. 2. Показатели для двутавровых балок пролетом 24 м после освоения их производства могут быть скорректированы.



В узких зданиях расход материалов и стоимость покрытий по балкам и фермам для скатной кровли примерно одинаковы. Несколько большая трудоемкость возведения балочных покрытий связана с увеличением трудозатрат на кровельные работы из-за укладки гравия (для скатных кровель по фермам гравийной защиты не требуется).

В связи с тем, что высота балок меньше высоты ферм, их использование снижает расходы на отопление зданий.

Кроме того, при замене балками ферм для скатной кровли несколько уменьшается стоимость ремонта кровель. Весьма важное преимущество балок заключается в том, что они по сравнению с фермами более технологичны в производстве, их применение, по данным Гипростроммаша, снижает трудоемкость изготовления стропильных конструкций на 20—30% и примерно на столько же увеличивает съём продукции с одной и той же производственной

площади цехов предприятия сборного железобетона.

Типовые балки, разработанные для покрытий с плитами длиной 6 м, можно использовать в покрытиях с плитами длиной 12 м для зданий без подвешенного подъемно-транспортного оборудования при нагрузках на плиты покрытия не более 3,5 кПа; для покрытий с большими нагрузками и шагом стропильных конструкций 12 м могут быть запроектированы балки недостающих марок.

УДК 69.057.13:69.022.97

Ю. Л. КРИЦМАН, инж. (МНИИТЭП)

## Трубобетонный стык колонн под большие нагрузки

Во МНИИТЭПе разработана и исследована новая конструкция трубобетонного стыка, особенно эффективно для монтажного соединения железобетонных колонн под большие нагрузки с интенсивным продольным армированием, в частности колонн с блокированной арматурой. На рис. 1 показан трубобетонный стык колонн с высокопрочной блокированной арматурой диаметром 32 мм под нагрузку около 1000 т. Особенность предлагаемой конструкции заключается в том, что стыкуемые концы колонн усиливаются короткими стальными обоймами из стандартных труб, наружный диаметр которых для колонн сечением 40×40 см составляет 325 или 351 мм по ГОСТ 8732—78. При кольцевой форме прочность обойм в предельном состоянии используется полностью, что обеспечивает наименьший (около 60 кг) расход металла. Высота обойм назначается из условия равнопрочной приварки боковых стержней угловых блоков и составляет, как правило,  $(5-6)d$ , где  $d$  — диаметр привариваемых продольных стержней. Толщина стенки обойм определяется расчетом и для колонн под нагрузку около 1000 т составляет в зависимости от марки стали 20—25 мм.

Пристыковые зоны, расположенные непосредственно за обоймами, армируют рядовыми хомутами с шагом 60—80 мм на длине 12—13 $d$ , причем первый хомут рекомендуется устанавливать вплотную к обрезу обоймы.

Крепление продольной арматуры к трубобетонным оголовкам (см. рис. 1)

осуществляется следующим образом. Боковые стержни угловых блоков приваривают к обоймам наружными и по

мере доступности внутренними фланговыми швами, соединяющимися по торцам стержней лобовым швом, концы

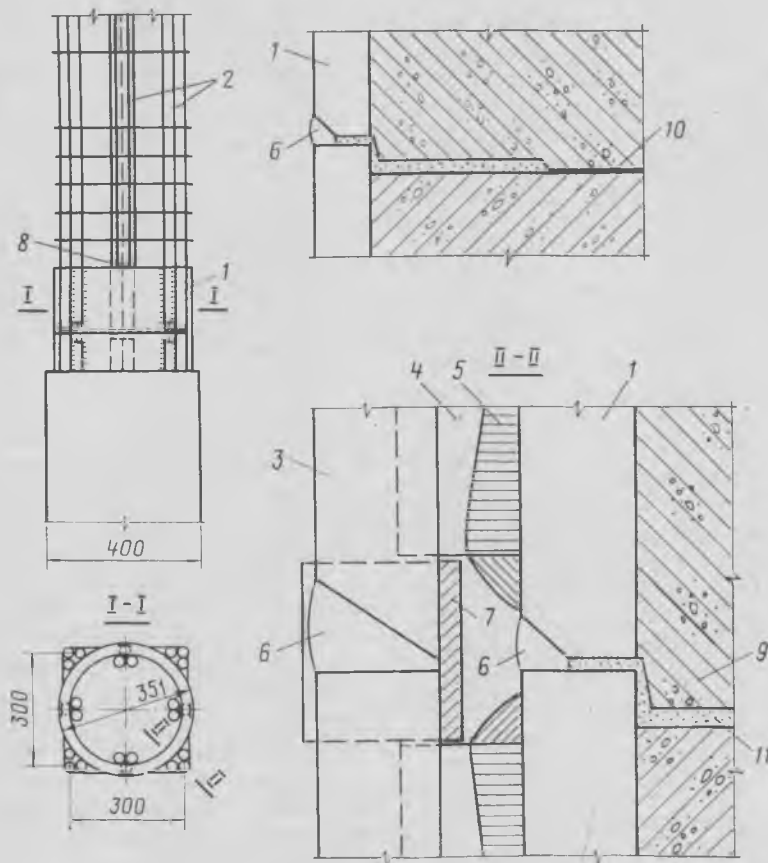


Рис. 1. Трубобетонный стык колонн с блокированной арматурой

1 — обойма; 2 — блокированная арматура; 3 — угловой стержень; 4 — боковой стержень; 5 — заводская сварка; 6 — монтажная сварка; 7 — желобчатая подкладка; 8 — заплата; 9 — наводящий конус; 10 — центрирующий выступ; 11 — растворный шов

угловых стержней приваривают к боковым стержням однопроходными сварными швами высотой около 0,2 *d* и длиной (3—4) *d*. Внутренние стержни промежуточных блоков входят в обоймы, прихватываются к ним и в дальнейшем замоноличиваются. Наружные стержни обрывают на расстоянии около 10 мм от среза обойм и концами приваривают к прилегающим стержням так же, как в угловых блоках, а зазоры между торцами наружных стержней и обойм заваривают.

Комбинированный способ соединения большого числа продольных стержней с трубобетонными оголовками путем приварки к стальным обоймам одних и замоноличивания других концов стержней обеспечивает надежное крепление мощного арматурного каркаса. При этом объем заводской сварки, необходимой для осуществления трубобетонного стыка, меньше (200 см<sup>3</sup>), чем для сопоставимого по несущей способности стыка колонн с плоскими стальными торцами и интенсивной равномерно распределенной по сечению гибкой продольной арматурой (220 см<sup>3</sup>).

Трубобетонный стык предусматривает специальную, получаемую в процессе бетонирования конфигурацию торцов колонны. Верхний (при монтаже расположен снизу) торец колонны имеет венiec, образуемый кромкой стальной обоймы, выступающей над обрезом бетонного ядра приблизительно на 15 мм. Нижний торец колонны (при стыковке находится сверху) имеет фигурный бетонный выступ, образуемый наводящим конусом и центрирующим выступом.

Монтажное соединение колонн производится следующим образом. На бетонный торец верхнего оголовка закрепленной колонны укладывают около 0,5 л свежеприготовленного пластичного (В/Ц=0,36—0,38) цементного раствора, затем монтируемую колонну устанавливают на центрирующий бетонный выступ и выверяют. При этом излишек раствора выдавливается через кольцевой зазор между обоймами оголовков. Затем сваривают стальные обоймы и соосные концы угловых стержней. Общий объем монтажной сварки составляет около 150 см<sup>3</sup> вместо 170 в сопоставимом по несущей способности (около 900 т) стыке колонн с плоскими стальными торцами.

При наличии инъекционного оборудования кольцевую полость между бетонными торцами трубобетонных оголовков, можно заполнять пластичной (В/Ц=0,4) цементной пастой через отверстия в венце нижнего оголовка с помощью нагнетательного штуцера.

На практике часто приходится подгонять колонны по уровню монтажного горизонта. Стык предлагаемой конструкции позволяет осуществлять эту операцию с помощью квадратной подкладки необходимой толщины (2... 10 мм), которую укладывают на покрытый раствором бетонный торец, причем для обеспечения самоцентрировки сторона подкладки должна быть равна 0,7 внутреннего диаметра обоймы. В этом случае обоймы трубобетонных оголовков сваривают через кольцевую прокладку из гладкой арматуры соответствующего диаметра.

На рис. 2 представлены средние относительные продольные деформации стыков различных конструкций, которые характеризуют трубобетонный стык как один из наиболее жестких. Причем наличие выравнивающей прокладки увеличивает его деформативность очень незначительно.

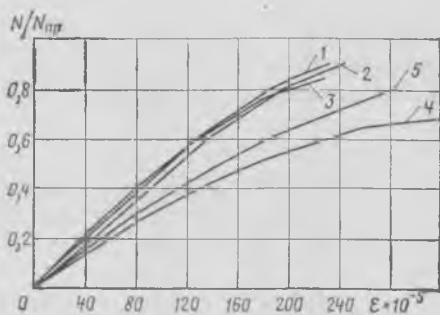


Рис. 2. Средние продольные деформации стыков 1 — трубобетонный стык; 2 — то же, с подкладкой толщиной 8 мм; 3 — «сухой» стык с плоскими торцами из пластин толщиной 30 мм; 4 — стык с плоскими торцами из пластин толщиной 12 мм; 5 — замоноличенный стык с плоскими бетонными торцами и ванной сваркой стержней

Судя по результатам тензометрических исследований, напряженно-деформированное состояние стальных обойм оголовков в околошовных зонах трубобетонного стыка при сжатии, близком к центральному, аналогично наблюдавшемуся в обычных трубобетонных элементах. Это позволяет использовать для расчетной оценки несущей способности трубобетонного стыка формулу, предложенную для расчета коротких центрально-сжатых трубобетонных элементов\*. Полагая, что при небольших эксцентриситетах момент в стыке воспринимается наиболее удален-

ными от оси колонны сваренными угловыми стержнями, а оголовки передают только продольную силу, несущую способность трубобетонного стыка можно определять из условия достижения текучести в наиболее нагруженном стержне

$$N_c = \frac{N_{тр} + R_a^c F_a^c}{1 + \frac{F_a^c}{W_a^c} (e_x + e_y)}, \quad (1)$$

где  $N_c$  — расчетное усилие в стыке;  $N_{тр}$  — расчетная несущая способность трубобетонного оголовка при сжатии, близком к центральному;  $R_a^c$ ,  $F_a^c$ ,  $W_a^c$  — соответственно расчетное сопротивление стыковой арматуры;  $e_x$ ,  $e_y$  — эксцентриситеты продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения.

Значение  $N_{тр}$  определяют по откорректированной формуле

$$N_{тр} = \left( R_{пр} + \frac{2 R_0 t}{r} \right) F_6 + 0,5 R_0 F_0, \quad (2)$$

где  $F_6$ ,  $R_{пр}$  — соответственно площадь и расчетное сопротивление сжатию бетона в обойме;  $F_0$ ,  $R_0$ ,  $t$ ,  $r$  — соответственно площадь, расчетное сопротивление, толщина стенки и наружный радиус обоймы.

Сопоставление опытных и расчетных разрушающих нагрузок показывает, что по формуле (1) несущая способность трубобетонного стыка оценивается достаточно точно.

Неизбежные погрешности изготовления и монтажа реальных колонн (смещения, перекосы), специально воспроизводившиеся в процессе испытаний, незначительно влияют на жесткость и несущую способность трубобетонного стыка. Это свидетельствует о его надежности и простоте монтажа. При сверхнормативных монтажных погрешностях усиление стыка на стройке не вызывает затруднений.

Основные показатели, характеризующие металлоемкость и трудоемкость трубобетонного стыка по сравнению с сопоставимым по несущей способности (около 900 т) стыком колонн с плоскими стальными торцами и интенсивной равномерно распределенной продольной арматурой, свидетельствуют о технико-экономической целесообразности применения трубобетонного стыка для монтажного соединения железобетонных колонн под большие нагрузки с интенсивным продольным армированием.

\*Ситников Ю. В. Исследование железобетонных элементов со стальной обоймой для несущих конструкций промышленных зданий. Автореф. дис. на соиск. учен. степени канд. техн. наук. Воронеж, 1970.

С. Л. ЛИТВЕР, канд. техн. наук, Л. А. МАЛИНИНА, д-р техн. наук,  
В. А. ЗАГУРСКИЙ, канд. техн. наук (НИИЖБ);  
А. И. ПАНЧЕНКО, инж. (Грозненский нефтяной ин-т)

## Соотношение самонапряжения и свободного расширения напрягающих бетонов

Пять заводов цементной промышленности в настоящее время выпускают напрягающий цемент — в основном это НЦ-20, освоено выпуск НЦ-10, а также изготавливаются отдельные промышленные партии НЦ-40. Свободное расширение (без ограничения деформаций) данных цементов колеблется от 0,2 до 2%, причем большей энергии самонапряжения не всегда соответствует большая величина свободного расширения, т. е. соотношение между самонапряжением и свободным расширением для различных НЦ не постоянно. Это относится и к бетонам, приготовленным на их основе, что объясняется применением на различных заводах неодинаковых исходных материалов в качестве глиноземистого компонента (глиноземистые шлаки, сульфоалюминатный клинкер, природные алюмосодержащие материалы), колебанием их химического состава, различными соотношениями между алюминатной составляющей и гипсом. Величины связанного (в условиях упругого ограничения деформаций) и свободного расширения напрягающего цемента и бетона на его основе в значительной мере зависят от скорости набора прочности и развития процесса расширения, которые определяются видом портландцементного клинкера, а также условиями твердения раствора или бетона.

В настоящее время, когда напрягающий цемент все чаще применяется для сборных железобетонных изделий с тепловлажностной обработкой, вопрос регулирования развития самонапряжения и свободного расширения при обеспечении его необходимой прочности приобретает особое значение.

Величина свободного или связанного расширения напрягающего бетона — это внешнее проявление химической энергии, которой обладает бетон, приготовленный на расширяющемся вяжущем и твердеющий в определенных температурно-влажностных условиях. При этом значение величины свободного расширения значительно больше величины связанного, а их отношение  $\epsilon_c/\epsilon_y$  характеризует, насколько полно химическая

энергия преобразуется в работу расширения в условиях упругого ограничения деформаций (самонапряжения) по сравнению со свободным расширением. Следует отметить, что самонапряжение в бетоне, развивающееся при связанном расширении, не подчиняется закономерностям температурного самонапряжения упругих тел, возникающего в аналогичных условиях.

Для оценки влияния температурно-влажностных условий твердения на самонапряжение и свободное расширение были исследованы бетоны, приготовленные на напрягающих цементах, обладающие различной величиной  $\epsilon_c/\epsilon_y$  и твердеющие 28 сут в воде при  $t=20^\circ\text{C}$  (табл. 1). Во всех случаях использовался бетон постоянного состава 1:1,23:2,3 при  $V/C=0,48$ .

Пропаривание исследуемых бетонов проводили при температурах 55, 70 и  $90^\circ\text{C}$  и времени изотермического выдерживания 8,4 и 1,5 ч соответственно. При этом прочность на сжатие образцов, твердеющих в стандартных кондукторах, эквивалентных однопроцентному армированию, достигалась 70—75% марочной. Во всех случаях время предварительного выдерживания составляло 4 ч, скорость подъема температуры —  $20^\circ\text{C}/\text{ч}$ .

У всех бетонов после пропаривания значение  $\epsilon_c/\epsilon_y$  заметно снижается (табл. 2). Это говорит о том, что независимо от вида используемого цемента повышенная температура оказывает большее влияние на свободное расширение, чем на связанное. Следует отметить, что повышенная температура неодинаково влияет на уменьшение  $\epsilon_c/\epsilon_y$  различных бетонов. Так, у образцов БУ<sub>1</sub>, имеющих небольшую величину  $\epsilon_c/\epsilon_y$ , этот показатель в результате пропаривания уменьшается в 1,4..1,9 раз в зависимости от температуры прогрева, а у образцов БУ<sub>2</sub>, имеющих значительную величину  $\epsilon_c/\epsilon_y$ , ее уменьшение в результате пропаривания составляет 4,3..4,7 раз. Таким образом, разница в свободной и связанной прочности на сжатие бетона БУ<sub>2</sub> после ТВО

Таблица 1

Бетон на основе НЦ	Самонапряжение, МПа	Расширение		$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_y}$	Число окислов в цементе	
		при упругом ограничении, %	свободное		SO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>
БУ <sub>1</sub>	1,0	0,05	0,20	4,0	4,9	7,52
БУ <sub>2</sub>	1,8	0,09	1,32	14,7	5,71	8,21
БУ <sub>3</sub>	1,42	0,07	0,40	5,6	5,21	7,80
БД	0,78	0,04	0,38	9,7	4,13	7,30

Примечание. БУ<sub>1</sub>, БУ<sub>2</sub>, БУ<sub>3</sub> — бетон на НЦ Усть-Каменогорского завода; БЦ — бетон на НЦ Днепродзержинского завода.

Таблица 2

Бетон на основе НЦ	Температура ТВО, °C	Самонапряжение, МПа	Расширение при упругом ограничении, $\epsilon_y$ , %	Свободное расширение, $\epsilon_c$ , %	$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_y}$
БУ <sub>1</sub>	55	0,61	0,031	0,08	2,6
		0,98	0,049	0,11	2,2
	70	0,50	0,025	0,07	2,8
		0,96	0,048	0,09	1,9
	90	0,47	0,024	0,05	2,1
		0,92	0,046	0,08	1,7
БУ <sub>2</sub>	55	0,72	0,036	0,11	3,1
		1,67	0,084	0,69	8,2
	70	1,05	0,050	0,17	3,4
		1,76	0,088	0,41	4,7
	90	0,73	0,037	0,12	3,2
		1,47	0,074	0,29	3,9
БУ <sub>3</sub>	55	0,83	0,042	0,10	2,4
		1,12	0,056	0,13	2,3
	70	0,61	0,031	0,075	2,4
		1,13	0,057	0,11	1,9
	90	0,60	0,030	0,07	2,3
		1,16	0,058	0,11	1,9
БД	55	0,36	0,018	0,09	5,0
		0,70	0,035	—	—
	70	0,52	0,026	0,11	4,2
		0,82	0,041	—	—
	90	0,43	0,022	0,08	3,6
		0,83	0,042	—	—

Примечание. Над чертой — после ТВО, под чертой — после 28 сут твердения в воде при  $t=20^\circ\text{C}$ .

значительно меньше, чем этого же бетона, но твердеющего в воде при температуре 20°C, так как известно, что снижение свободной прочности тем больше, чем больше величина свободного расширения. В наших исследованиях при твердении образцов из бетона БУ<sub>2</sub> в воде с температурой 20°C в течение 28 сут свободная прочность составляла всего 62% связанной (25,4 МПа против 41,0 МПа). Вместе с тем после ТВО при 70°C разница свободной и связанной прочности не превысила 7% (27,8 МПа против 29,9 МПа). При твердении в воде в течение 28 сут после ТВО эта разница достигала 9%.

Что касается бетонов БУ<sub>1</sub> и БУ<sub>3</sub>, то их свободная и связанная прочность как при твердении в воде с температурой 20°C, так и после ТВО практически не отличалась.

У всех исследованных бетонов величина  $\epsilon_c/\epsilon_y$  образцов, твердевших 28 сут в воде после ТВО ниже, чем у их близнецов, твердевших без термообработки в воде при температуре 20°C.

Этот факт имеет важное значение с точки зрения обеспечения равной прочности отдельных частей изделия или конструкции. Основной объем напрягающего бетона в армированном изделии твердеет в связанных условиях, а такие участки, как защитный слой, угловые и выступающие части, твердеют в условиях, близких к свободным. Поэтому при большой величине  $\epsilon_c/\epsilon_y$  будет иметь место растрескивание участков, твердеющих свободно, а их прочность будет ниже, чем армированной зоны. Применение тепловлажностной обработки в этом случае позволяет снизить показатель  $\epsilon_c/\epsilon_y$  и значительно уменьшить или исключить разницу свободной и связанной прочности напрягающего бетона.

Одновременно следует отметить целесообразность прогрева напрягающего бетона, имеющего небольшую величину  $\epsilon_c/\epsilon_y$  (до шести) при пониженной температуре прогрева, равной 50...60°C для достижения после ТВО большей величины самонапряжения. Если этот показатель  $\epsilon_c/\epsilon_y$  больше

девяти, температуру паропрогрева рекомендуется принимать несколько выше — до 60...70°C (см. табл. 2).

При изготовлении опытных партий плит покрытия и забивных свай из напрягающего бетона на Грозненском заводе железобетонных конструкций температура пропаривания назначалась с учетом величины показателя  $\epsilon_c/\epsilon_y$ .

#### Выводы

Показатель, характеризующий отношение свободного расширения к связанному  $\epsilon_c/\epsilon_y$ , полнее отражает сущность напрягающего бетона как материала. Чем меньше его величина, тем бетон более эффективен. Тепловлажностная обработка напрягающего бетона позволяет снизить значение величины  $\epsilon_c/\epsilon_y$ , уменьшая или исключая разницу между свободной и связанной прочностью.

При повышенных значениях  $\epsilon_c/\epsilon_y$  следует принимать повышенную (от 50 до 75°C) температуру изотермического выдерживания при ТВО изделий из напрягающего бетона.

УДК 691.327:661.2

В. В. ПАТУРОЕВ, д-р техн. наук, проф., А. Н. ВОЛГУШЕВ, канд. техн. наук (НИИЖБ); Ю. И. ОРЛОВСКИЙ, канд. техн. наук (Львовский филиал НИИСМИ)

## Свойства и перспективы применения серного бетона

В связи с ускоренным развитием цветной и черной металлургии, предприятий химической промышленности, целлюлозно-бумажной и других отраслей народного хозяйства, производство которых связано с выделением и использованием агрессивных продуктов, возрастают объемы коррозионного разрушения конструкций промышленных зданий и сооружений.

Разрушение конструкций и технологического оборудования влечет за собой частые ремонты, простои оборудования и соответственно большие материальные потери. Значительным разрушением также подвергаются строительные конструкции, в особенности сваи, фундаменты зданий, расположенных в зоне вечной мерзлоты.

Эффективным является повышение долговечности зданий и технологического оборудования при использовании полимербетонных конструкций, которые обладают высокой прочностью, плотностью и практически универсальной химической стойкостью. Однако пока полимерные материалы, используемые в качестве связующего при изготовлении полимербетонов, являются дефицитными. Химическая промышленность обеспечивает ими потребности строительства всего на 15—20%.

В настоящее время в Канаде, США и в других странах получила значительное применение сера в качестве связующего для изготовления серных бетонов [1—3].

Сера (особенно ее полимерные моди-

фикации) обладает высокой химической стойкостью к многим агрессивным продуктам, низкой вязкостью в расплавленном состоянии, низкой температурой плавления (122°C). При нормальной температуре она инертна, практически не растворима в воде, диамагнитна и диэлектрична. Эти свойства и позволяют успешно использовать ее в качестве вяжущего серных бетонов.

Такие бетоны могут изготавливаться по технологии асфальтобетона, т. е. их производство на первом этапе внедрения без особых переналадок может быть осуществлено на серийном технологическом оборудовании.

Серные бетоны отличаются высокими прочностными характеристиками (прочность на сжатие до 60 МПа), высокой

морозостойкостью, химической стойкостью. Они имеют значительно меньшее водопоглощение по сравнению с цементными бетонами. Набор проектной прочности серных бетонов связан только со временем остывания смеси, что определяет высокую оборачиваемость оснастки и позволяет загружать ее полезной нагрузкой практически сразу после изготовления и остывания изделий (рис. 1). Изготовление серных бетонов не зависит от температуры наружного воздуха, что особенно перспективно для районов Крайнего Севера.

Важным качеством серного бетона является возможность его повторного применения, что обеспечивает безотходность производства изделий и конструкций на его основе.

По данным ВНИПИСера [4], к 1990 г. ожидается избыток серы. С ее использованием потенциально можно изготовить значительное количество серного бетона. Кроме того, уже в настоящее время наметилась перспективность некоторых регионов страны, в которых накапливаются излишки серы.

Учитывая особую важность рассматриваемой проблемы, в НИИЖБ, Львовском филиале НИИСМИ, Львовском политехническом институте и других организациях проводят работы по подбору оптимальных составов, технологии изготовления и исследованию физико-механических характеристик серных бетонов.

При определении влияния количества мелкодисперсного наполнителя на прочность серных мастик было установлено, что по аналогии с полимерными мастиками наблюдается область оптимального наполнения, которая обуславливает максимальную прочность (рис. 2). При этом образцы имеют наиболее плотную структуру и максимальную твердость. И хотя физико-химическое взаимодействие полимерного связующего с минеральными наполнителями существенно отличается от взаимодействия расплавленной серы с аналогичными наполнителями, общая закономерность изменения структурной прочности сохраняется, что позволяет использовать теорию структурообразования полимербетонов для подбора оптимальных составов серных бетонов.

В таблице приведены усредненные составы серных бетонов, а в выводе —

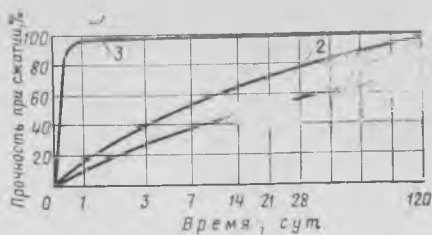


Рис. 1. Зависимость роста прочности бетона на сжатие от времени отверждения

1 — тяжелый бетон на портландцементе нормального твердения в воздушно-сухих условиях; 2 — то же, через 28 сут твердения во влажных, затем в воздушно-сухих условиях; 3 — серный бетон

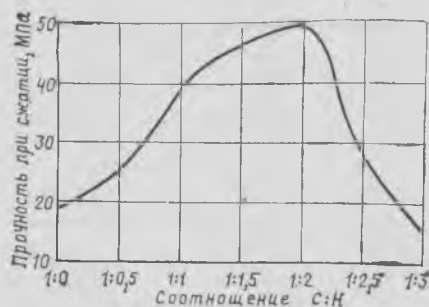


Рис. 2. Зависимость прочности на сжатие серных мастик от степени наполнения кварцевой мукой

Составляющие серных бетонов	Состав 1	Состав 2
Гранитный щебень	30/720	42/1008
Кварцевый песок	18/432	20/480
Кварцевая или андезитовая мука	30/720	9/216
Тальк	—/—	3/72
Сера	20/480	24/576
Пластификатор	2/48	2/48

Примечание. Перед чертой — содержание компонентов в %, после черты — в кг/м<sup>3</sup>.

Свойства серных бетонов	
Объемная масса, кг/м <sup>3</sup>	2300—2400
Кратковременная прочность, МПа:	
при сжатии	50—60
на растяжение при изгибе	10—12
Модуль упругости при сжатии, МПа	(35—45)·10 <sup>4</sup>
Коэффициент Пуассона	0,2—0,25
Морозостойкость, не ниже, циклы	500
Коэффициент химической стойкости в растворах неорганических кислот, К <sub>ст</sub>	0,8—0,85

их основные физико-механические характеристики.

Полученные результаты показывают, что серные бетоны по прочностным характеристикам занимают промежуточное положение между цементными марки М300—М400 и высокопрочными поли-

мербетонами. По химической и диэлектрическим характеристикам они не уступают большинству видов полимербетонов, а по стоимости значительно ниже наиболее дешевых.

Результаты исследований сохранности стальной арматуры в течение двух лет показали, что серный бетон надежно предохраняет ее от коррозии. Для повышения ударной прочности, прочности при растяжении и изгибе в серный бетон можно вводить обычное стекловолокно, в то время как в цементных бетонах такое волокно подвергается разрушению в результате воздействия щелочной среды цементного камня.

Изготовление изделий из серных бетонов в лабораторных условиях, опытно-промышленный выпуск балок размером 30×20×250 см и тротуарных плит размером 50×50×5 см на Стрыйском заводе треста Облмежколхоздорстрой подтвердили правильность принятых предположений по технологии их изготовления. Изделия были уложены на участке электролиза завода «Электрооснастка» в г. Коломыя.

Исследования и опытно-промышленное внедрение позволили определить первоочередную номенклатуру конструкций из серных бетонов: фундаментные блоки, сваи, лотки, тоннели, трубы, блоки сенажных башен, емкости и др. [5]. Начата разработка ведомственной инструкции по технологии изготовления серных бетонов.

Следует отметить, что серный бетон может быть использован при изготовлении не только сборных, но и монолитных конструкций, а также при различных видах ремонтных работ.

Выполненные исследования, имеющий зарубежный опыт наглядно подтверждают перспективность использования серных бетонов в различных областях строительной индустрии.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Grebor R., Hackl A. A new approach to sulfur concrete New Uses of Sulphur — 2. Sumpos, 173 rd Meet Amer. Chem. Soc., New Orleans, 1977.
2. Minke G. Schweißel beton — Experimente mit einem neuen Baustoff. «Deutsche Bauzeitschrift», 1978, N10, s. 1385—1388.
3. Proceedings of Sulphur—81 an International Conference on Sulphur. Calgary, Alberta Canada, 1981.
4. Технический уровень и перспективы развития серной промышленности. Серия «Серная промышленность». — М., 1978 (обзорная информация).
5. Серные бетоны и бетоны, пропитанные серой (обзор) ВНИИИС Госстроя СССР. — М., 1985.

## Суперпластификатор-разжижитель СМФ

В технологии изготовления бетонных и железобетонных конструкций большое распространение получают добавки — суперпластификаторы, наиболее известной из которых является разжижитель С-3. Применение С-3 позволяет решить некоторые технологические и технические задачи, однако при постоянном В/Ц обеспечиваемый им прирост прочности (или увеличение морозостойкости) относительно невелик или вообще отсутствует.

Для придания бетону необходимых свойств до сих пор предлагали комплексные добавки, которые, помимо суперпластификатора, содержали также компоненты, позволяющие управлять процессом формирования структуры или кинетикой твердения бетона (например, С-3+электролиты, С-3+воздуховывлекающие добавки). Однако применение таких добавок может осложняться несовместимостью компонентов, селективно-конкурирующим действием одного из них на минералы цемента и т. д.

Модифицирование свойств самого суперпластификатора обеспечит получение бетонов с высокими строительно-техническими свойствами, обладающих одновременно несколькими заданными качествами.

На основании совместных исследований НИИЖБ и МНПО НИОПИК разработан метод, позволяющий направленно изменять свойства полимерных молекул суперпластификатора путем введения в основную цепь фрагментов иного химического строения. Были отобраны наиболее перспективные модификаторы, а затем на базе существующего производства С-3 освоен выпуск суперпластификаторов второго поколения, получивших торговые марки разжижитель СМФ, разжижитель СМС, разжижитель СМД и т. д.

В 1984 г. Новомосковским ПО Оргсинтез в производственных условиях выпущены первые партии суперпластификатора СМФ, полученного путем модифицирования продукта конденсации нафталинсульфокислоты и формальдегида (С-3) п-фенолсульфокислотой. Модифицированная добавка наряду с высокой разжижающей способностью интенсифицирует процесс твердения и обеспечива-

Таблица 1

Состав	Расход материалов, кг/м <sup>3</sup>				Вид цемента	Марка цемента
	цемента	песка ( $M_{кр}$ )	щебня	воды		
I	350	760(1,89)	1100	190	Воскресенский	400
II	400	750(2,0)	1050	174	Новоздолбуновский	600
III	500	600(2,86)	1100	190	Подольский	550
IV	550	470(1,30)	1160	220	Здолбуновский	400—600

Таблица 2

Состав	Добавка	Дозировка, %	В/Ц	О.К., см	Предел прочности на сжатие, МПа, в возрасте		
					после ТВО		28 сут нормально-влажностного твердения
					4 ч	28 сут	
I	—	—	0,54	1,5	20,6	30,5	32,1
I	С-3	1,0	0,54	21	20,7	30,7	32,6
I	С-3	0,8	0,42	1,5	32,5	45,7	46,5
I	СМФ	1,0	0,54	22	24,7	34,7	36,6
I	СМФ	0,8	0,42	1,5	37,1	51,1	51,7
II	—	—	0,44	3,5	30,3	46,0	54,3
II	С-3	0,3	0,44	19	30,8	49,4	52,0
II	СМФ	0,3	0,44	19	36,5	54,2	63,0
II	СМФ	0,5	0,39	2,5	49,5	60,0	73,0
III	—	—	0,35	0,5	—	—	50,5
III	С-3	0,5	0,30	0,5	—	—	53,0
III	СМФ	0,8	0,35	23,5	—	—	56,8
III	СМФ	0,8	0,31	0,5	—	—	67,6
III	СМФ	0,5	0,33	0,5	—	—	57,5
IV(M400)	—	—	0,40	6,5	24,8	47,5	44,1
IV(M400)	СМФ	0,8	0,34	19,0	40,8	54,0	52,0
IV(M500)	—	—	0,40	5,5	41,2	52,2	50,9
IV(M500)	СМФ	0,8	0,34	21,5	53,6	62,1	61,0
IV(M600)	—	—	0,40	4,5	47,3	55,4	53,2
IV(M600)	СМФ	0,5	0,34	19,0	57,6	66,2	64,3
IV(M600)	СМФ	1,0	0,32	8,0	60,8	71,4	78,3

Таблица 3

Добавка	Дозировка, %	О.К., см	Прочность бетона на сжатие, МПа, в возрасте, сут					Водопоглощение, %
			3	7	28	105	270	
—	—	3	40,4	51,3	53,1	52,4	54,8	4,80
С-3	0,5	22	41,5	51,4	56,5	56,8	57,6	4,70
СМФ	0,7	24	48,1	54,9	60,4	60,8	64,5	4,15

Таблица 4

Добавка	$R_{куб}$ , МПа	$R_{пр}$ , МПа	$K_{п.п}$	$E_{02}$	$\nu_{упр}$	$\epsilon_{ус} \times 10^{-5}$ за 100 сут	Ползучесть					
							$\sigma/R_{пр}$	$\epsilon_{нагр} \times 10^{-5}$	$\epsilon_{полз} \times 10^{-5}$	$C$ , МПа <sup>-1</sup>	$C(\infty)$ , МПа <sup>-1</sup>	$\Delta C(\infty)$ , %
—	53,1	35,5	0,67	324 000	0,69	43	0,39	37,7	27,3	1,96	2,79	100
С-3	56,8	40,4	0,71	358 000	0,73	36	0,40	46,2	34,7	2,17	2,70	97
СМФ	60,8	51,4	0,85	369 000	0,78	42	0,45	54,3	48,3	2,23	2,68	96



ет более высокую прочность бетона. В 1985 г. будет выпущено 200 т суперпластификатора СМФ.

Влияние добавок на кинетику тепловыделения на ранних стадиях гидратации изучали на бездобавочном Белгородском цементе марки М500 при В/Ц=0,5 и дозировке добавок 1% массы цемента. Исследования проводили на микрокалориметре ХИСИ. В начальный период пластифицированные образцы характеризуются некоторым замедлением процессов гидратации, затем гидратация интенсифицируется и за 2 сут интегральное тепловыделение цементного теста без добавки, с добавками С-3 и СМФ составило соответственно 162, 170 и 184 кДж/кг. В любой момент времени тепловыделение цементного теста с СМФ превышало тепловыделение образца с С-3. Это свидетельствует о том, что модифицирование суперпластификатором С-3 п-фенолсульфокислотой приводит к интенсификации твердения. Аналогичное ускоряющее действие добавки СМФ было отмечено и при химическом анализе жидкой фазы гидратирующегося цемента.

В табл. 1 и 2 приведены исследуемые составы и результаты сравнительных испытаний бетонных смесей и бетонов с добавками С-3 и СМФ. Образцы-кубы с ребром 10 см твердели в нормально-влажностных условиях, пропаривали их по режиму 3+3+6+естественный спуск при температуре изотермического прогрева 80°C.

Анализ представленных данных показывает, что СМФ обладает таким же разжижающим действием, что и С-3. Это позволяет при введении 0,5—1% добавки получать высокоподвижные и литые бетонные смеси. Прирост прочности для литых смесей составляет 14—20, для малоподвижных — 60%. Таким образом, применение СМФ позволяет интенсифицировать твердение и получать бетоны повышенной прочности, в том числе из смесей высокоподвижной и литой консистенции.

Для широкого использования новой добавки необходимо было изучить кинетику нарастания прочности бетона в более поздние сроки, оценить усадку бетона, исследовать его физико-механические характеристики при кратковременном и длительном нагружении. Исследования проводили на литых бетонах (расход цемента, песка, щебня, воды соответственно 500, 600, 1100, 190 кг/м<sup>3</sup>) с использованием Новоздолбуновского цемента М600, твердевшего 28 сут в нормальных условиях (t°=20°C, φ=90%). В качестве эталона использовали бетон того же состава без добавки. Прочностные свойства бетонов изучали на образ-

цах-кубах с ребром 10 см и образцах-призмах размером 10×10×30 см; деформативные — на центрально-сжатых призмах размером 10×10×40 см с замером продольных деформаций на базе 300 мм, поперечных — на базе 65 мм; усадку — на образцах-призмах размерами 10×10×40 см и 4×4×16 см с замером деформаций на базе 300 и 160 мм соответственно. Водопоглощение бетонов определяли в возрасте 105 сут по ГОСТ 127303—78, а сорбционную способность — в эксикаторах над серной кислотой различной концентрации.

В табл. 3 представлена кинетика нарастания прочности бетонов в возрасте 105 сут. Исследования показали, что бетон с добавкой СМФ при влажности воздуха 60—80% обладает более высокой сорбционной способностью. Поскольку степень поглощения воды определяется наличием в бетоне крупных пор, а сорбция влаги — мелких, то бетон с суперпластификатором СМФ обладает более плотной мелкопористой структурой. Призмную прочность бетона определяли в возрасте 2,5 мес (перед установкой бетонных призм на ползучесть) и 8,5 мес (после испытаний на ползучесть). Как следует из данных табл. 4, реализуется обычная зависимость коэффициента призмной прочности  $K_{п.п}$  от  $R_{куб}$ , т. е. с увеличением кубиковой прочности бетона возрастает его  $K_{п.п}$  до обычных значений. Аналогичная зависимость от прочности бетона обнаружена и для модуля упругости  $E_{02}$ . Некоторое занижение  $E_{02}$  для всех бетонов по сравнению со значениями СНиП II-21-75 вызвано тем, что при достаточно высоком расходе цемента применяли щебень мелких фракций, а уменьшение средних размеров зерен заполнителя приводит к увеличению деформативности бетона.

При кратковременных испытаниях другие свойства бетона характеризуются коэффициентом упругости  $\nu_{упр} = \frac{\epsilon_{упр}}{\epsilon_{полн}}$  ( $\epsilon_{полн}$  определяли при  $\sigma = 0,95 R_{пр}$ ). Согласно данным табл. 4 максимальный  $\nu_{упр} = 0,78$  соответствует бетону с добавкой СМФ, имеющему более высокую прочность.

Усадку бетонов исследовали в соответствии с ГОСТ 24544—81. Измерения производили через сутки после бетонирования, продолжительность испытаний — 180 сут. Скорость проявления усадочных деформаций у призм 4×4×16 см была выше, чем у образцов 10×10×40 см, а интервал времени до стабилизации усадочных деформаций короче. Однако абсолютные значения деформаций внутри одного состава отличались незначительно. В табл. 4 приведены значения  $\epsilon_{ус}$  за 100 сут (к этому моменту

деформации усадки практически затухают). Принимая переходной коэффициент  $K = 0,85$ , вычисляли предельные деформации усадки  $\epsilon_{ус}(\infty)$  для призм сечением 15×15 см, которые составили для эталонного бетона и бетонов с С-3 и СМФ соответственно  $38,9 \cdot 10^{-5}$ ,  $32,5 \cdot 10^{-5}$ ,  $37,7 \cdot 10^{-5}$ . Предельные деформации усадки невелики и не превышают допустимых СН 365-67. Полученные результаты опровергают (при условии использования добавки высокого качества) существовавшее ранее мнение о повышенной усадочности литых бетонов с суперпластификаторами.

Образцы-призмы загружали на ползучесть в возрасте 2,5 мес примерно 0,4  $R_{пр}$ , что близко эксплуатационным уровням нагружения, а также напряжениям, соответствующим области условно линейной ползучести. В табл. 4 приведены средние значения деформаций нагружения  $\epsilon_{нагр}$ , деформаций ползучести за 180 сут выдерживания под нагрузкой  $\epsilon_{полз}$  и удельные деформации ползучести  $\epsilon$ . Фактический уровень нагружения у образцов с суперпластификатором СМФ был выше и составлял 0,45  $R_{пр}$ . В связи с более высокой прочностью и уровнем нагружения бетона этого состава деформации сжатия при нагружении и деформации ползучести в процессе выдерживания под нагрузкой по абсолютной величине оказались выше, чем у других составов (так удельная деформация ползучести превышает аналогичное значение для эталонного состава на 13%).

По полученным результатам испытаний на ползучесть в соответствии с ГОСТ 24544—81 по уравнению линейной регрессии были вычислены предельные деформации ползучести и соответственно удельные деформации ползучести  $\epsilon(\infty)$ . Число точек измерения равнялось 8 (при  $\tau = 50, 70, 90, 110, 130, 150, 170, 180$  сут). Удельные деформации ползучести (при  $\tau \rightarrow \infty$ ) у литых бетонов с С-3 и СМФ не превышали значений эталонного состава. Предельные удельные деформации ползучести сравнивали с нормативной мерой ползучести по СН 365-67 (для бетона марки М600 из смеси с подвижностью 9—10 см), согласно которой  $C_{н}$  составляет  $6,2 \cdot 10^{-6}$ , что в 2,3 раза выше, чем для бетонов с СМФ. Следует отметить, что в эксперименте бетон нагружали в возрасте 75, а не 28 сут, но, согласно данным [1], ползучесть бетона в возрасте 90 сут ниже ползучести бетона, загруженного в возрасте 28 сут примерно на 7%.

Опытно-промышленное внедрение суперпластификатора СМФ осуществлено в ПО Киевжелезобетон и на Ровенском заводе высокопрочных железобетонных конструкций. Экономический эффект от

использования литьевой технологии при изготовлении высокопрочных железобетонных конструкций по заводскому переделу достигает  $15 \text{ р/м}^3$ . Снижение материалоемкости конструкций из высокопрочных бетонов позволит получить народнохозяйственный эффект  $15\text{—}25 \text{ р/м}^3$  [2].

### Выводы

Применение суперпластификатора СМФ в бетонных смесях обеспечивает высокую

степень пластификации, увеличивает темп нарастания прочности и конечную прочность бетона из литых смесей на  $14\text{—}20\%$ , из равноподвижных — до  $60\%$ . В результате можно получать бетоны повышенной прочности из бетонных смесей высокоподвижной и литой консистенции.

Коэффициент призмочной прочности бетона, модуль упругости и коэффициент упругости литых бетонов с добавкой СМФ хорошо коррелируют с этими параметрами для соответствующих проч-

ностей бетона; деформации усадки и ползучести также находятся в пределах допустимых нормативных значений.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Садыков К. Ш. Разработка расчетных характеристик бетонов повышенной прочности, изготовленных с применением суперпластификатора С-3. Автореф. дис. на соиск. учен. степени канд. техн. наук, М., 1982.
2. Технологический комплекс по изготовлению конструкций из высокопрочных бетонов / М. Ш. Файнер, В. И. Ломанюк, А. М. Цыхончук и др. — Бетон и железобетон, 1984, № 10.

УДК 666.973.620.18

А. П. МЕРКИН, д-р техн. наук (МИСИ); А. Н. ФИЛАТОВ, канд. техн. наук (НИИСМИ)

## Принципы формирования ячеистой структуры суперлегких строительных материалов

Неорганические материалы с ячеистой структурой (бетон, стекло, керамика) занимают значительное место в современном строительстве — на их долю приходится более трети выпускаемых в стране жестких теплоизоляционных изделий. Наряду с хорошими теплозащитными свойствами эти материалы обладают высокой жесткостью, формостабильностью, биостойкостью, огнестойкостью, замкнутая ячеистая структура снижает конвективный теплообмен и водопоглощение, повышает коэффициент размягчения.

Физико-технические свойства изделий с ячеистой структурой зависят от общего объема пористости и ее характеристик. Известно, что основная тенденция совершенствования строительных материалов — снижение плотности изделий и конструкций, т. е. повышение объема общей пористости. Однако для неорганических материалов с ячеистой структурой задача увеличения пористости представляет сложную научно-техническую проблему, поскольку для высоких значений пористости при традиционных способах поризации наблюдается нарушение яче-

истой структуры и резкое ухудшение свойств таких материалов. Этим объясняется высокая плотность промышленной теплоизоляции с ячеистой структурой — средняя плотность ячеистого бетона — более  $350$ , пеностекла —  $250$ , пенодиатомитовых изделий —  $350 \text{ кг/м}^3$ .

Отечественные и зарубежные исследования, расчеты и производственный опыт свидетельствуют о том, что уменьшение плотности ячеистой теплоизоляции до  $150\text{—}200 \text{ кг/м}^3$  позволяет снизить материалоемкость производства в  $1,9\text{—}2,3$  раза, топливно-энергетические затраты в

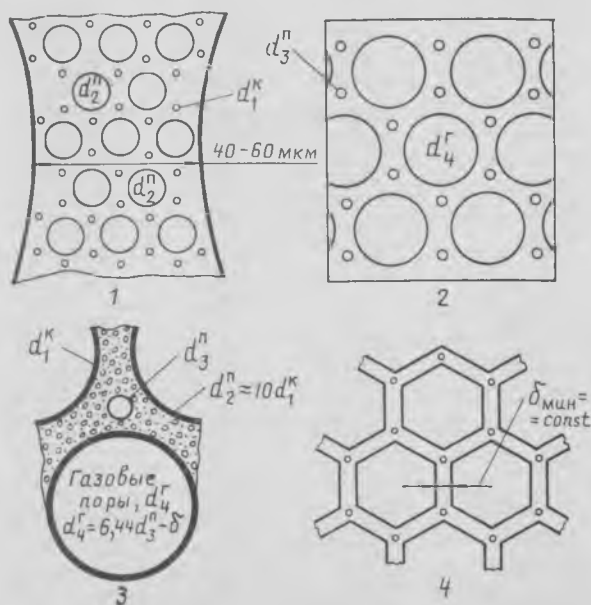


Рис. 1. Модель пористой структуры ячеистого материала плотностью менее  $200 \text{ кг/м}^3$   
 1 — бинарная решетка I порядка; 2 — то же, II порядка; 3 — пространственная решетка ячеистого бетона со сферическими газовыми порами; 4 — то же, при деформации газовых пор в многогранники

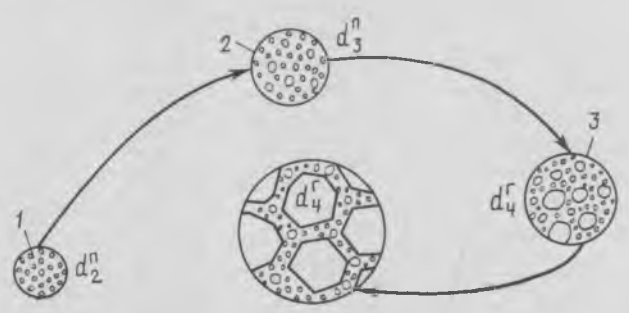


Рис. 2. Механизм трехстадийной поризации сырьевой смеси ячеистого бетона  
 1 — мокрый помол песка, ПАВ 0,02%; 2 — перемешивание сырьевой смеси, ПАВ 0,03%; 3 — газовая поризация

2,7—3 раза при равных объемах выпуска продукции (по термическому сопротивлению), толщину и массу ограждающих конструкций.

В МИСИ и НИИСМИ разработана и на Белгород-Днестровском заводе ячеистого бетона испытана технология ячеистого бетона плотностью 150—200 кг/м<sup>3</sup>, в основу которой положена модель пористого тела с ячеистой структурой общим объемом более 90%.

Известны сложные структурные модели, включающие поры разных размеров с закономерно уменьшающимся диаметром:  $D$ ;  $0,4D$ ;  $0,22D$ ;  $0,15D$ ;  $0,12D$  [1—3]. Однако предложенные модели не нашли практической реализации, так как не увязаны с реальной технологией материалов с ячеистой структурой и не разработана технология получения пор заданных размеров.

Предложенная авторами физическая модель пористого материала, включающая поры прерывистой гранулометрии, базируется на объединении всех пор в бинарные гексагональные решетки двух порядков. Решетка I порядка состоит из капиллярных ( $d_1^k$ ) и мелких пенных ( $d_2^п$ ) пор и образует пористую структуру межпорового материала. Решетка II порядка состоит из крупных пенных ( $d_3^п$ ) и газовых ( $d_4^г$ ) пор и образует пространственную сетку материала (рис. 1).

Образование поризованной системы достигается последовательным заполнением плотной фазы порами заданного состава (см. таблицу). Предельно плотная укладка пор возникает вследствие самопроизвольного пространственного их перераспределения и уплотнения при ступенчатом повышении степени поризации. Формирование взаимопроникающих бинарных решеток в объеме материала происходит в условиях, обеспечивающих высокую устойчивость системы.

Вид пор	Обозначение отдельной модели	Размер пор, см	Доля пор в общей пористости, %
Капиллярные	$d_1^k$	$1 \cdot 10^{-4} - 5 \cdot 10^{-5}$	10—12
Пенные, I порядка	$d_2^п$	$1 \cdot 10^{-3} - 5 \cdot 10^{-3}$	5—7
То же, II порядка	$d_3^п$	$8 \cdot 10^{-3} - 2 \cdot 10^{-2}$	6—25
Газовые	$d_4^г$	0,05—0,12	74—50

Принцип и последовательность формирования четырехмерной решетки ячеистого материала с указанными характе-

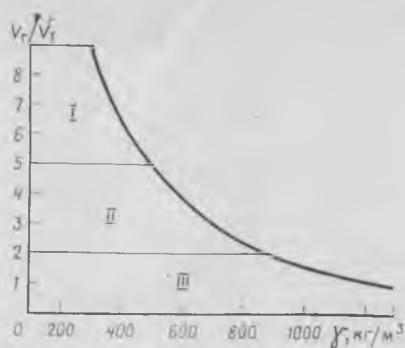


Рис. 3. Влияние  $V_g/V_t$  на характер укладки пор в ячеистом бетоне  
I — бинарные решетки; II — упорядоченная; III — хаотическая

ристиками структуры становится очевидным из описания технологических аспектов производства изделий плотностью ниже 200 кг/м<sup>3</sup>. В основу практической реализации предложенной модели пористой структуры ячеистого бетона положен принцип газопенной поризации, базирующийся на методе трехстадийного насыщения сырьевой смеси газовой фазой (рис. 2). При этом строго соблюдается последовательность введения пор по размерам — от малых ( $d_1^k$ ) к большим ( $d_4^г$ ).

Капиллярные поры ( $d_1^k$ ) образуются при испарении химически не связанной воды затворения. Очевидно, что они зарождаются уже на стадии затворения сухой смеси или отдельных компонентов водой и их объем определяется водоцементным или водотвердым отношением системы.

Пенные поры ( $d_2^п$ ) возникают при помолке песка или другого кремнеземистого компонента в мельнице мокрого помола в результате аэрации песчаного шлама воздухововлекающей добавкой, вводимой совместно с водой в количестве 50—200 г на 1 т песка.

Пенные поры ( $d_3^п$ ) формируются в процессе гомогенизации сырьевой смеси и приготовления формовочной массы при перемешивании композиции с дополнительным количеством воздухововлекающей добавки (0,03% массы сухих компонентов).

Заключительная стадия поризации связана с газообразованием массы, насыщенной упругими пенными порами, которые по мере увеличения размера и объема газовых пор ( $d_4^г$ ), занимают упорядоченное положение (см. рис. 2).

Насыщенность поверхностного слоя пенных пор поверхностно-активным веществом предопределяет повышенную упругость и устойчивость пенных пузырь-

ков, поэтому при росте газовых пор в среде пенных не происходит их взаимной коалесценции, а наблюдается упругая деформация сферических пор с образованием многогранных пор (додекаэдров). Общая пористость такой системы, состоящей из двух бинарных решеток и межпоровых перегородок толщиной 40—60 мкм, достигает 88—95%.

Таким образом, по мере повышения пористости материала характер расположения пор изменяется от хаотического к упорядоченному. Первая степень упорядоченного расположения пор характеризуется кубической или гексагональной упаковкой, вторая — бинарными гексагональными решетками, внедренными друг в друга. Пористость системы при этом повышается с 35—50 до 95%, а средняя плотность бетона снижается с 1200—1600 до 150 кг/м<sup>3</sup>.

Степень упорядоченности пространственного расположения пор в материале зависит в основном от степени поризации массы или от отношения газовой ( $V_g$ ) и твердой ( $V_t$ ) фаз (рис. 3). При  $V_g/V_t = 1..2$  характерно хаотическое пространственное расположение пор, при  $V_g/V_t = 2..4$  — упорядоченное (одинарные решетки), при  $V_g/V_t > 5$  — упорядоченная с двумя взаимопроникающими решетками (бинарная упаковка).

На основании предложенной модели и трехстадийной поризации смеси разработана технология автоклаваемого ячеистого бетона средней плотностью 150—250 кг/м<sup>3</sup> — «Газосиликат-200». Она заключается в применении азрированного шлама и композиционного состава молотого песка:  $S = 3000..3500 \text{ см}^2/\text{г}$  (25—30%),  $S = 1800..2000 \text{ см}^2/\text{г}$  (70—75%), комплексной добавки ПАВ и электролита, что позволило в заводских условиях устойчиво получать крупноразмерные массивы высотой не менее 500 мм. Технология реализована на Белгород-Днестровском заводе при выпуске теплоизоляционных и звукопоглощающих плит. Ячеистый бетон характеризуется средней плотностью 180—250 кг/м<sup>3</sup>, прочностью при сжатии 0,4—0,7 МПа, теплопроводностью 0,046—0,06 Вт/(м·К).

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Шумков А. И. Формирование структуры ячеистых материалов. — Известия высших учебных заведений. — Строительные материалы и архитектура, 1966, № 5.
- Сахаров Г. П., Корниенко П. В. Образование оптимальной структуры ячеистого бетона. — Строительные материалы, 1973, № 10.
- Горлов Ю. П., Меркин А. П., Устенко А. А. Технология теплоизоляционных материалов. — М.: Стройиздат, 1980.

ная в рабочих чертежах, назначается из расчета цилиндрической части трубы, то в процессе испытаний внутренним гидравлическим давлением может произойти преждевременное разрушение раструбов труб в случае, если условие (4) не выполняется. Существенное значение при этом имеет величина упругого отпора резинового уплотнительного кольца, которая зависит от зазора между стыкуемыми поверхностями раструба трубы и планшайбы гидростенда и может изменяться от 20 до 280 кН/м в пределах установленных ГОСТ 12586—74 допусков на диаметры раструба и втулки. В связи с этим необходимо по возможности избегать положительных допусков на втулке трубы и отрицательных — на калиброванном участке раструба.

Выполнение условия (4) можно обеспечить также увеличением количества арматуры на раструбном участке, в основном в пределах раструбообразователя, т. е. при повышении  $p_{т.р.}$

Если же такая операция окажется не-

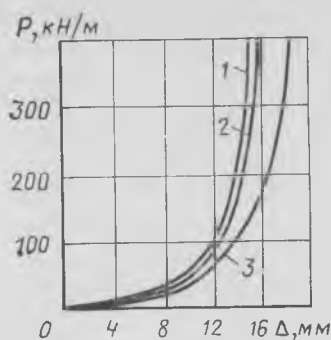


Рис. 3. Графики упругого отпора  $P$  резиновых уплотнительных колец в зависимости от их абсолютных деформаций  $\Delta$  поперечного сжатия  
1 —  $\varnothing$  24 мм; 2 —  $\varnothing$  25 мм; 3 —  $\varnothing$  30 мм

технологичной, то необходимо уменьшить в рабочих чертежах величину заводского испытательного давления на трещиностойкость  $p_{т.з}$  до значения, при котором условие (4) выполняется. В этом случае трещиностойкость трубы опреде-

ляется трещиностойкостью ее раструбного участка, которая несколько меньше трещиностойкости цилиндрической части трубы. В подземном же трубопроводе трещиностойкость раструбных участков труб выше трещиностойкости их цилиндрических частей, что объясняется увеличением жесткости раструбов вследствие замоноличивания стыков и совместной работы раструба со втулкой.

#### Вывод

Заводское испытательное давление на трещиностойкость напорных труб следует принимать по меньшему из двух, вычисленных для цилиндрической и раструбной частей, с учетом влияния на трещиностойкость резинового уплотнительного кольца и раструбообразователя виброгидропрессованных труб.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руководство по расчету и проектированию железобетонных напорных предварительнонапряженных труб. — М.: Стройиздат, 1977.
2. О назначении величины испытательного давления на трещиностойкость железобетонных напорных труб. / А. А. Чече, И. И. Кулик, Н. И. Шепелевич, Л. С. Гандман. — В кн.: Строительные конструкции. Минск, 1983.

УДК 693.546

Б. И. БЕЛИН, И. К. КАЧЕРЕЦ, инженеры (трест Элеватороргстрой)

## Уплотнение бетонной смеси при изготовлении объемных элементов

подавляющее большинство сооружений силосного типа для хранения зерна и других сыпучих материалов в нашей стране возводится из сборных железобетонных элементов в виде тонкостенных коробов высотой 1,2 м и размерами в плане 3,2×3,2 м.

Для строительства ряда других сооружений, в том числе подземных, применяются объемные железобетонные элементы массой до 15 т.

Уплотнение бетонной смеси при изготовлении объемных тонкостенных элементов высотой 120 см на серийных виброплощадках, создающих вертикальные колебания, нецелесообразно, поскольку колебания, распространяясь в направлении вибрации, затухают прогрессивно с увеличением высоты (толщины) прорабатываемого слоя бетонной смеси. Следовательно, для эффективного уплотнения смеси при изготовлении объемных элементов необходимы виброплощадки, создающие круговые колебания в плос-

кости, перпендикулярной к стенкам элемента (условно в горизонтальной). В этом случае толщина прорабатываемого слоя соответствует не высоте, а толщине элемента, и, следовательно, затухание колебаний будет настолько незначительным, что никакого практического значения уже не имеет.

Подвижность смеси при этом назначается в пределах 2—4 см по осадке стандартного конуса, исходя из условий технологии. По условиям же уплотнения подвижность бетонной смеси, как показали опыты, могла быть в пределах до 1,5 см по О. К.

Круговые колебания в плоскости, перпендикулярной к стенкам элемента, обеспечивают эффективное уплотнение смеси сразу по всей высоте изделия.

Оптимальной технологии уплотнения бетонной смеси при изготовлении объемных элементов наиболее полно отвечают специально созданные для этой цели шариковые виброплощадки не-

скольких типов различной грузоподъемности, и в том числе ВПШ 75-11 грузоподъемностью 12 т и ВПШ 77-25 НМ грузоподъемностью 25 т.

Конструкция шариковых виброплощадок впервые была разработана ЦНИИЭПсельстроем, а затем совершенствовалась трестом Элеватороргстрой и при содействии этого треста внедрялась в производство. Виброплощадки указанного типа создают пространственные колебания с преобладающей составляющей, постоянно действующей во всех направлениях плоскости, перпендикулярной к стенкам изделия. При этом центр тяжести всей колеблющейся системы (верхняя рама+форма с изделием) перемещается только по круговой орбите в горизонтальной плоскости, не совершая вертикальных колебаний, а стенки изделия получают пространственные колебания формы.

Такая форма колебаний, не требующая атраты энергии на вертикальные коле-

бания центра тяжести системы, обусловлена наличием четырех шаровых опор, расположенных между верхней и нижней рамами. Каждая шаровая опора состоит из двух гнезд со сферическими углублениями, между которыми свободно лежит стальной шар, радиус кривизны которого на расчетную величину меньше кривизны сферической (рабочей) поверхности гнезд.

Центры кривизны гнезд, приваренных к верхней раме, расположены на расчетную величину дальше от геометрического центра виброплощадки, чем центры кривизны гнезд, приваренных к нижней раме. Эксцентричное расположение гнезд обеспечивает преобразование горизонтальных колебаний, создаваемых вибратором, в пространственные колебания верхней рамы с преобладающей горизонтальной составляющей.

Амплитуда колебаний верхней рамы в горизонтальном направлении при изготовлении объемных элементов, применяемых при строительстве элеваторов, определенная расчетом, составляет 0,19—0,20 мм при частоте около 3000 кол/мин. Величина вертикальной составляющей колебаний, почти не влияющая на уплотнение бетонной смеси, — 0,06 мм.

Шариковые виброплощадки ВПШ 75-11 в настоящее время применяются почти на всех заводах, изготовляющих объемные сборные железобетонные элементы для строительства элеваторов.

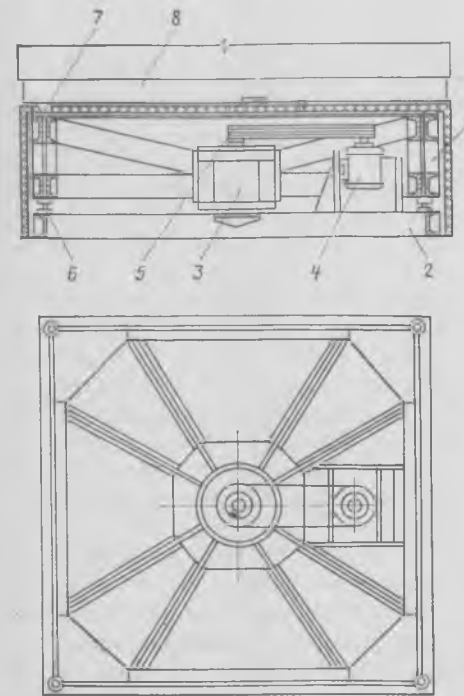


Рис. 1. Схема виброплощадки ВПШ 75-11  
1 и 2 — верхняя подвижная и нижняя неподвижная рамы; 3 — вибратор; 4 — электродвигатель; 5 — клиноременная передача; 6 — шаровые опоры; 7 — конусное гнездо; 8 — поддон формы

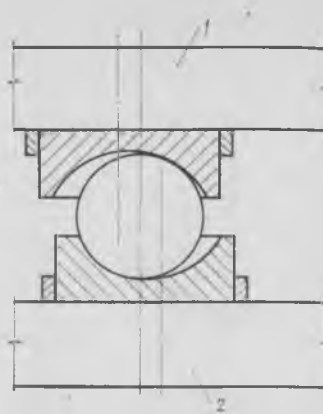


Рис. 2. Схема шаровых опор  
1 — верхняя рама; 2 — нижняя рама

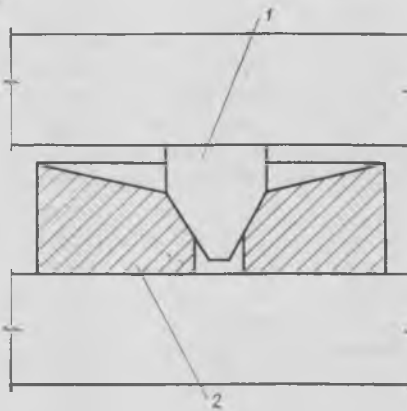


Рис. 3. Свободно разъемное конусное сопряжение  
1 — четыре конусный; 2 — гнездо конусное

Виброплощадка ВПШ 75-11 (рис. 1) состоит из верхней подвижной и нижней неподвижной рам; вибратора, закрепленного в центре верхней рамы; электродвигателя, закрепленного на нижней раме, соединенного клиноременной передачей с вибратором. Между верхней и нижней рамами находятся шаровые опоры (рис. 2).

К верхней поверхности верхней рамы приварены конусные гнезда, которые в сочетании с конусными штырями, приваренными к нижним поверхностям поддонов форм для изготовления элементов, образуют свободно разъемное сопряжение (рис 3), надежно закрепляющее форму на виброплощадке при вибрировании. Вместо конусных гнезд к виброплощадке могут быть приварены конусные штыри, а к поддонам форм — конусные гнезда.

В комплект включен также шумопоглощающий кожух, накрывающий виброплощадку, но не имеющий с ней контакта. В углах крышек кожуха имеются сквозные отверстия для деталей конусного сопряжения, кроме этого, в крышке имеется смотровой люк, закрываемый крышкой на шарнирах. Шум, возникающий при работе виброплощадки, ниже

допускаемых санитарными нормами уровней.

Форма колебаний верхней рамы позволяет устанавливать и эксплуатировать шариковые виброплощадки без устройства специальных фундаментов и без закрепления на основании. Вибрация на рабочих местах и на отдаленных от виброплощадок участках совершенно не ощутима.

Шариковая виброплощадка типа ВПШ 77-25 НМ грузоподъемностью 25 т выгодно отличается от известных тем, что статический момент дебаланса при запуске и в период разгона электродвигателя равен нулю. В последующем возникающий динамический момент дебаланса автоматически плавно увеличивается, достигая заданного максимального значения. После выключения электродвигателя динамический момент дебаланса автоматически возвращается в нулевое положение.

Применение такой кинематической схемы существенно снижает пиковые колебания потребляемой мощности, нагрузки от крутящего момента на вал и подшипники вибратора.

Все габаритные размеры и конструкция рам повторяют размеры виброплощадки ВПШ 75-11, только гнезда под вибратор и сам вибратор увеличены.

Виброплощадка ВПШ 75-25 НМ оснащена двумя электродвигателями, закрепленными на нижней раме по обе стороны вибратора на одной геометрической оси (под углом 180°). Ее грузоподъемность может быть уменьшена до 12 т, при этом с одного из электродвигателей снимаются приводные ремни, а дебалансный механизм вибратора заранее регулируется на необходимый (пониженный) максимальный момент. Регулировка момента дебаланса производится через люки в корпусе вибратора, для чего вибратор извлекают из гнезда в верхней раме.

Параметры шариковых виброплощадок ВПШ 75-11 и ВПШ 77-25

Грузоподъемность, т	12	25 и 12
Частота колебаний, мин	2600	2000
Форма колебаний	пространственная	
Амплитуды колебаний, требуемые по расчету, мм:		
горизонтальная составляющая	0,20	
вертикальная составляющая	не нужна	
Действительные амплитуды колебаний, мм:		
горизонтальная составляющая	0,23—0,25	
вертикальная составляющая	0,06	
Количество электродвигателей	1	2 или 1
Установленная мощность, кВт	22	44 или 22
Тип ремней передачи	Б-2500	
Количество ремней, шт.	4	8 или 4
Габаритные размеры, м:		
в плане	3,2×3,2	
высота	1,1	
Масса, т	6,0	

Виброплощадки ВПШ 75-11 и аналогичные ВПШ-11 оснащены вибраторами

с неизменяющимся во время работы статическим моментом дебаланса. Ресурсы машинного времени вибраторов части виброплощадок уже исчерпаны и число их постепенно увеличивается.

Поскольку изношенные вибраторы необходимо ремонтировать или заменять, трест Элеватороргстрой разработал рабочие чертежи вибратора с нулевым статическим моментом дебаланса при запуске типа ВПШ 82-12 НМ, предназначенной для замены вибраторов с неизменяемым статическим моментом дебаланса во время работы, которыми оснащены виброплощадки ВПШ 75-11.

Шариковые виброплощадки, несомненно, представляют интерес для заводов, изготавливающих сборные железобетонные объемные и другие элементы. Шариковые виброплощадки ВПШ 75-11 грузоподъемностью 12 т работают на большинстве заводов ЖБИ Минсельстроев РСФСР, Украинской ССР и Казахской ССР и некоторых ведомств, изготавливающих объемные стеновые элементы для хранения зерна, комбикормов и других сыпучих продуктов (сахарного песка, мыльного порошка и др.). Малыми сериями эти виброплощадки изготавливали

Батайский ремонтно-механический завод треста Севкавэлеваторстрой, а также Тельменский механический завод треста Элеваторстройконструкция.

Изучение опыта изготовления объемных тонкостенных сборных железобетонных элементов для стен зернохранилищ показало, что для уплотнения бетонной смеси в формах наиболее эффективно применение шариковых виброплощадок, обеспечивающих хорошее равномерное уплотнение бетона на всех участках изделия, требуемую прочность и низкую водопроницаемость конструкций.

УДК 621.86.061.1.002.5

Я. А. ВОЛКОВ, В. В. СОКОЛОВ, инженеры (Гипростроммаш); В. Г. КРАСАНОВ, инж. (Тихвинский ДСК)

## Станок-автомат и линия для изготовления строповочных петель

Гипростроммашем разработаны, изготовлены на опытно-экспериментальной базе института и внедрены станок-автомат СМЖ-212Д и выполненная на его основе автоматическая линия 29-79А для изготовления строповочных петель железобетонных изделий.

Станок рассчитан на горячекатаную арматурную сталь класса А-I в виде мерных прутков диаметром 8...20 мм, а линия на арматуру диаметром до 12 мм, подаваемой с мотков, и диаметром до 20 мм в виде мерных прутков. Арматуру можно изгибать как в одной, так и в двух плоскостях, но с концами петли, отогнутыми в одну сторону (рис. 1). Элементы различных петель могут иметь следующие размеры:  $B=170...1080$  мм;  $B_1=60...300$  мм;  $H=130...1850$  мм;  $H_1=220...350$  мм;  $R=25$  или 30 мм,  $R_1=2,5d$ .

Теоретическую производительность определяли, исходя из цикла изготовления на станке или на линии одной петли, техническую — с учетом потерь времени на установку мотка арматуры на вертушку с пропуском арматуры через правильно-подающий механизм и на наладку механизмов при переходе на изготовление петель нового типа. При определении среднечасовой эксплуатационной производительности учитывали также по-

тери времени на внутрисменные и организационные перерывы — на остановку станка и линии для технических осмотров, устранения неисправностей, чистки и смазки механизмов. При определении годовой эксплуатационной производительности необходимо дополнительно учитывать нормативный коэффициент годового использования основного технологического оборудования.

Основные узлы станка показаны на рис. 2. Рама представляет собой сварную конструкцию, на которой расположены все части станка.

Привод станка состоит из электродвигателя, соединенного электромагнитной муфтой типа ЭТМ и упругой втулочно-пальцевой муфтой со стандартным редуктором, от которого вращение передается цепной передачей на кривошип с шатуном гибочной траверсы. Последняя,

### Техническая характеристика станка СМЖ-212Д и линии 29-79А

	СМЖ-212Д	29-79А
Длина заготовок петель, мм	726-2150	726-2150
Цикл изготовления одной петли, с	8	12
Производительность*, шт/ч		
теоретическая	450	300
техническая	400	250
эксплуатационная среднечасовая	350	220
Установленная мощность электродвигателей, кВт	4,0	7,0
Габаритные размеры, мм	5200×4100×2450	10 000×4100×2450
Масса, кг	4750	5800

\* Производительность линии указана при подаче арматуры с мотков.

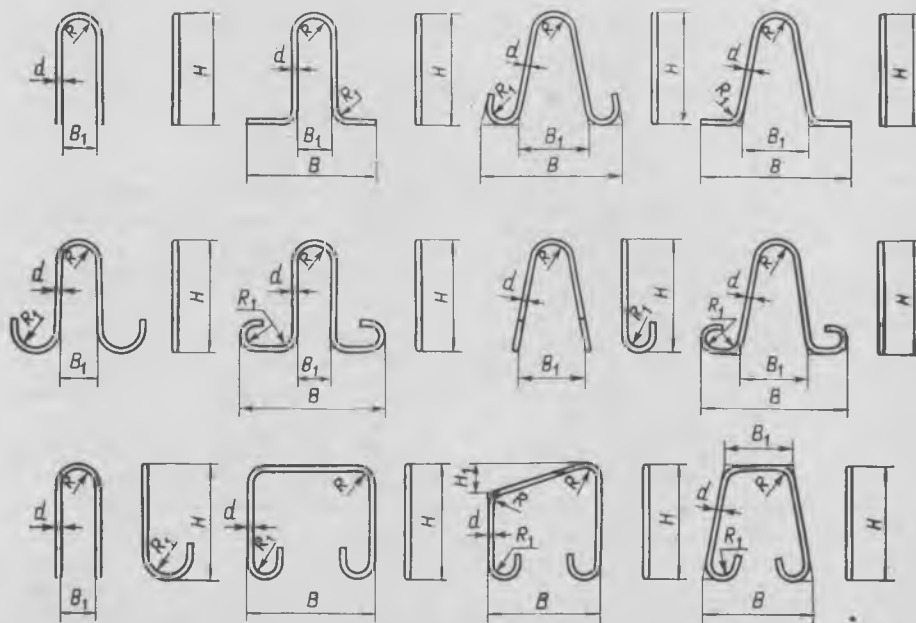


Рис. 1. Стropовочные петли (представители), изготавливаемые на станке СМЖ-212Д



перемещаясь возвратно-поступательно по цилиндрическим направляющим, воздействует на механизмы резки, гiba и перемещения заготовки.

Механизм гiba состоит из трех гибочных устройств. Два боковых предназначены для загибания концов петли на первой гибочной позиции. Они включают в себя зубчатые рейки, соединенные с траверсой и сопряженные с цилиндрическими зубчатыми колесами, на торцевой поверхности которых установлены обкатные гибочные ролики. При перемещении гибочных роликов вокруг неподвижных пальцев концы петли загибаются.

Для гибки средней части петли на второй гибочной позиции служит пуансон с поджимными роликами, соединенный с траверсой ходовым винтом, который может вращаться при помощи маховичка для изменения положения пуансона относительно траверсы. Упорные пальцы установлены на кронштейне, закрепленном на раме. При переналадке станка на изготовление различных петель пальцы можно переставлять по кронштейну в двух взаимно перпендикулярных плоскостях.

Механизм резки состоит из подвижного ножа, закрепленного на рычаге, и неподвижного. Последний используют при подаче арматуры с мотка.

Механизм перемещения заготовки состоит из системы подпружиненных рычагов, шарнирно закрепленных на общей плите рамы станка. На рычаги воздействует кулачок, установленный на ролике, тягами соединенном с траверсой и перекачиваемым по верхней, на-

клонной и нижней направляющим копиям при возвратно-поступательном перемещении траверсы.

Питатель используют при подаче арматуры в виде мерных прутков. В верхней части он имеет бункер для размещения запаса прутков, оборудованный пневморычажными механизмами передачи прутков к наклонной щели, располагая их в один слой и последовательно отсекая по одному при подаче в приемный желоб станка. Наличие питателя позволяет избежать ручной разборки перед подачей прутков в щель механизма. Они могут беспорядочно располагаться в бункере в несколько слоев. При этом обеспечивается их автоматическая подача.

При подаче арматуры с мотков станок СМЖ-212Д комплектуется в линию с размоточным устройством 29-79А/3, правильно-подающим механизмом 29-79А/2 и ограждением 29-79А/4 для арматуры. Размоточное устройство представляет собой свободно вращающуюся вертушку с тормозом в нижней части. Правильно-подающий механизм имеет две пары приводных роликов трения, которые вращаются от электродвигателя через зубчатые передачи, расположенные в закрытом корпусе с масляной ванной. Нижние ролики поджимают арматуру к верхним пневмоцилиндрами. Перед подающими роликами взаимно перпендикулярно установлены два ряда свободно вращающихся правильных роликов.

При работе с мерных прутков они последовательно подаются питателем в приемный желоб станка. Траверса совершает непрерывные возвратно-поступа-

тельные ходы. Во время рабочего хода концы прутка, находящегося на первой гибочной позиции, загибаются обкатными роликами вокруг неподвижных пальцев. Одновременно на второй гибочной позиции при помощи пуансона и упорных роликов изгибается средняя часть предыдущей петли. При обратном ходе траверсы заготовка под действием собственной массы перемещается с первой гибочной позиции на вторую, а предыдущая готовая петля выбрасывается со второй гибочной позиции.

При подаче с мотка арматура сматывается с него с помощью механизма подачи, проходит через правильное устройство в приемный желоб станка на требуемую длину и отрезается. Затем включается электромагнитная муфта, и за один рабочий ход изготавливается петля и возвращается пуансон. Муфта выключается и цикл работы повторяется. Правильно-отрезной станок для заготовки мерных прутков на линии можно не использовать. Но из-за потерь времени на продольную подачу арматуры и остановку станка после каждого цикла гибки его производительность при подаче арматуры с мотка меньше, чем при подаче арматуры в виде мерных прутков. Благодаря этому, а также более простой эксплуатации, меньшей стоимости и занимаемой площади во многих случаях предпочтительно и достаточно устанавливать на заводах ЖБИ только станки без механизмов подачи арматуры с мотка. При переналадке станка на изготовление петель различных типоразмеров необходимо регулировать его отдельные части. В питателе в зависимости от требуемой длины заготовок петель перемещается боковая ограничительная стенка и в зависимости от диаметра прутка — направляющая щель. Длина заготовок регулируется перемещением боковых гибочных устройств по поперечным направляющим станка и траверсы при помощи ходовых винтов с маховичками. В зависимости от конфигурации средней части петли перемещается или заменяется гибочный пуансон и переставляются упорные пальцы. При подаче арматуры с мотков переставляется конечный выключатель, подающий команду на прекращение подачи и отрезание прутка требуемой длины. В зависимости от диаметра арматуры налаживается также правильно-подающий механизм.

Станок СМЖ-212Д впервые внедрен на Тихвинском ДСК Главзалстроя Минстроя СССР. В последующем станок и линия 29-79А были внедрены и на других заводах ЖБИ.

Техническую документацию можно получить в Гипростроммаше по адресу: 103287, Москва, 2-я Хуторская ул., д. 38а.

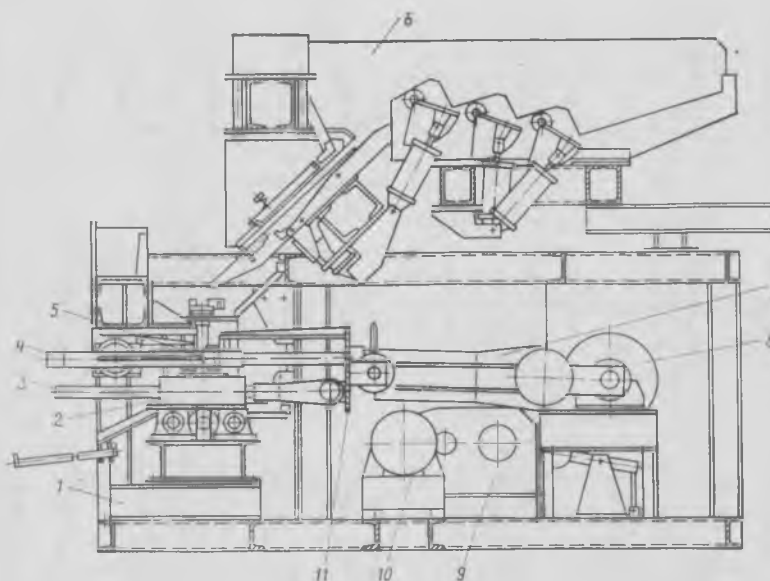


Рис. 2. Станок-автомат СМЖ-212Д для изготовления строповочных петель

1 — рама; 2 — боковое гибочное устройство; 3 — зубчатая рейка; 4 — пуансон; 5 — гибочные ролики; 6 — бункер; 7 — шатун; 8 — цепная подача; 9 — редуктор; 10 — электродвигатель; 11 — гибочная траверса

## Оптимизация электротермообработки плит

Одним из перспективных направлений современной технологии сборного железобетона является изготовление плит пакетным способом с применением электрообогрева [1]. При этом способе на одном поддоне (или площадке) изготавливают несколько изделий, разделенных тонкими греющими и негреющими прокладками. Создаваемый в процессе формования искусственный массив позволяет существенно снизить энергозатраты на термообработку за счет использования экзотермии цемента. Для разогрева изделий в таком массиве применяют плоские низкотемпературные электронагреватели, вмонтированные в греющие прокладки и обеспечивающие передачу практически всего подводимого тепла бетону, создающие однородное температурное поле в изделиях пакета и активизирующие процесс гидратации и тепловыделения цемента.

Для максимального использования экзотермии на саморазогрев бетона в искусственно созданном массиве предусмотрен медленный подъем температуры. Это позволяет без предварительного выдерживания применить двухстадийный режим тепловой обработки при однократном обороте форм в сутки (включающий разогрев до заданной температуры в течение 6—8 ч и термосное выдерживание 12—14 ч) [2]. При этом не только существенно улучшается качество бетона, но и резко повышается эффективность использования природного источника тепла, который на первой стадии тепловой обработки заменяет до 50% необходимых энергозатрат. Таким образом внешними теплоносителями бетон разогревают только до 50—55°C в течение 3—4 ч, дальнейший подъем температуры на 18—25°C и термосное выдерживание осуществляют за счет теплоты гидратации цемента.

Увязка общих принципов пакетной технологии в единый цикл служит основой эффективной электротермообработки сборных железобетонных плит. Благодаря кратковременному (в течение 3—4 ч) электрообогреву бетона плит в пакетах возможны два варианта системы электротермообработки — одновременный обогрев всех изделий, изготовленных за

вторую половину смены, а также поочередный обогрев изделий в пакетах по мере их изготовления.

Оба варианта позволяют исключить электрообогрев в часы максимума нагрузки энергосистемы, существенно снизить затраты на оплату электроэнергии. Ведь большинство промышленных предприятий производит расчет с энергосберегающими организациями по двухставочному тарифу

$$C_3 = \beta P_m + \alpha \mathcal{E}, \quad (1)$$

где  $C_3$  — плата за электроэнергию, р/мес;  $\beta$  — основная ставка тарифа, р/(кВт×ч×мес);  $\alpha$  — дополнительная ставка тарифа, р/(кВт·ч);  $\mathcal{E}$  — расход электроэнергии, кВт·ч/мес;  $P_m$  — мощность электроприемников, принимающая участие в максимуме нагрузки энергосистемы, кВт.

Из формулы (1) видно, что возможность отключения электроприемников в период максимума нагрузки энергосистемы позволяет избежать оплаты за электротермообработку по основной ставке тарифа ( $\beta P_m = 0$ , так как  $P_m = 0$  для указанных приемников в период максимума энергосистемы).

Второй вариант более экономичен, так как поочередный прогрев небольшого числа пакетов с изделиями требует значительно меньшей мощности трансформаторного оборудования, меньших сечений элементов электрической сети и соответственно меньших потерь электроэнергии. Кроме того, поочередный прогрев пакетов в течение суток создает более равномерный график электрической нагрузки предприятия, что также поощряется энергоснабжающими организациями.

С точки зрения рационального использования внутреннего источника тепла наиболее благоприятным является мягкий режим с растянутым периодом разогрева [2]. Однако регулирование интенсивности обогрева изделий в пакете можно осуществлять изменением числа греющих прокладок или единичной мощности нагревателей. В обоих случаях изменяются удельные приведенные затраты на систему электротермообработки. Число одновременно прогреваемых пакетов также повлияет на приведенные затраты. Та-

ким образом, задачу выбора рациональной системы электротермообработки необходимо решать комплексно, учитывая число одновременно обогреваемых пакетов, число и размещение греющих прокладок в пакете, интенсивность и длительность разогрева бетона, напряжение питания электронагревателей и количество трансформаторных подстанций.

При выборе рациональных параметров электротермообработки обобщающим критерием может служить минимум удельных приведенных затрат. Причем при накоплении статистических данных о долговечности конструкций этот критерий может учитывать также и качественные показатели бетона.

Целевую функцию затрат на систему электротермообработки можно определить по формуле (р/год)

$$Z = Z_T + Z_L + Z_{Эн}, \quad (2)$$

где  $Z_T$ ,  $Z_L$ ,  $Z_{Эн}$  — составляющие удельных приведенных затрат на комплектные трансформаторные подстанции (КТП) для обогрева бетона, линии питающей электрической сети и электронагреватели соответственно.

Составляющие затрат  $Z_T$  и  $Z_L$  могут быть вычислены по обобщающей формуле (р/год)

$$Z_{T(L)} = (E_n + E_a) K + I_3, \quad (3)$$

где  $E_n$ ,  $E_a$  — нормативный коэффициент эффективности и коэффициент амортизационных отчислений для соответствующего оборудования;  $K$  — капиталовложения в оборудование, р.;  $I_3$  — издержки на компенсацию потерь мощности, р/(кВт·год).

В связи с различным расходом энергии для различных режимов обработки затраты на электронагреватели следует определять из выражения (р/год)

$$Z_{Эн} = (E_n + E_a) K_{Эн} + \alpha \mathcal{E}, \quad (4)$$

где  $K_{Эн}$  — капиталовложения в электронагреватели, р.

Необходимое количество трансформаторных подстанций для обеспечения заданной производительности участка электротермообработки определяют в такой последовательности:

• количество циклов электрообогрева от одной подстанции ( $n_{ц}$ )

$$n_{ц} = \text{ц.ч.} \left( \frac{\tau_1}{\tau} \right), \quad (5)$$

где ц. ч. — целая часть числа;  $\tau_1$ ,  $\tau$  — суточная продолжительность работы подстанций под нагрузкой и длительность одного цикла электрообогрева соответственно ч. (величина  $\tau_1$  меньше 24 ч); количество одновременно обогреваемых пакетов с изделиями

$$n_{оп} = \frac{\Pi}{V n n_{ц}}, \quad (6)$$

где  $\Pi$  — суточная производительность технологической линии, м<sup>3</sup>;  $V$  — объем одного изделия, м<sup>3</sup>;  $n$  — число изделий в пакете, шт.;

Количество трансформаторных подстанций, требуемое для обеспечения заданной производительности

$$n_{т} = \frac{P n_{гр} n_{оп}}{S_{т} k_{з}}, \quad (7)$$

где  $P$  — активная мощность одной греющей прокладки, обеспечивающая заданную интенсивность разогрева бетона, кВт;  $n_{гр}$  — число греющих прокладок в пакете, шт.;  $S_{т}$  — номинальная мощность одной трансформаторной подстанции, кВА;  $k_{з}$  — принятый коэффициент загрузки трансформаторной подстанции.

Методика позволяет определить удельные приведенные затраты на систему электротермообработки бетона с учетом производительности технологической линии и выбранного режима.

Поскольку величины напряжения электронагревателей, сечения и допустимые токовые нагрузки элементов электрической сети имеют дискретный характер, поиск экстремума функции (2) заменен прямым счетом конкретного числа вариантов с использованием ЭВМ ЕС-1020.

При определении вариантов были учтены реальные технические и стоимостные показатели трансформаторов, электрических сетей, нагревателей и производительности технологических линий по производству плит НПК 60-20 пакетным способом. Ниже перечислены варьируемые величины:

длительность электрообогрева 4, 3 и 2 ч соответственно при напряжении питания 49, 60 и 70 В;

сменная производительность 60, 80, 90, 105 плит;

число плит в пакете 3, 4, 5, 6, 8, 11, 14 и соответствующее число греющих прокладок 2, 2, 2, 3, 3, 4, 5;

удельная стоимость электронагревателей с различными изоляцией и токоведущими элементами — 25, 50, 75 р/м<sup>2</sup>.

Для ЭВМ была составлена программа для расчета 252-х вариантов системы электротермообработки. По результатам расчетов определены наиболее эффективные режимы (рис. 1) и зависимости

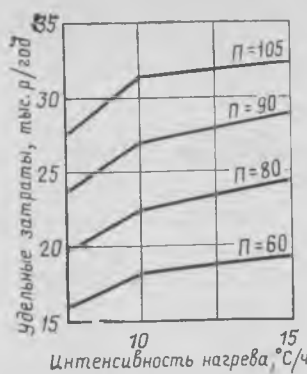


Рис. 1. Зависимости удельных приведенных затрат от интенсивности разогрева плит при различной производительности линий

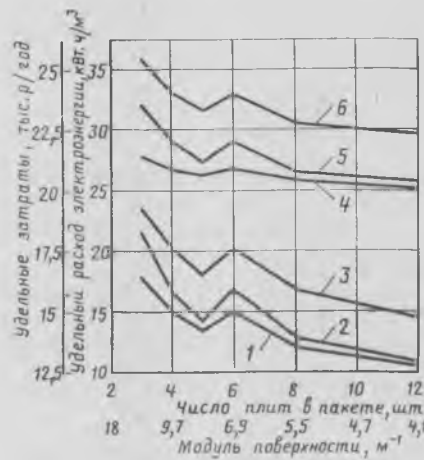


Рис. 2. Зависимости удельных приведенных затрат и удельного расхода электроэнергии от массивности бетона изделий в пакете

1, 2, 3 — удельные приведенные затраты; 4, 5, 6 — удельные расходы электроэнергии при интенсивностях разогрева бетона соответственно 7, 10, 15°С/ч

удельных приведенных затрат от массивности пакетов (рис. 2). Как видно из рис. 1, при любой производительности технологической линии наиболее эффективны мягкие режимы, что вполне закономерно. Исследования показали, что при интенсивности разогрева ниже 5°С/ч в возрасте 1 сут не достигается 70% марочной прочности бетона. Увеличение количества плит в пакетах (массивности) способствует как снижению расхода энергоресурсов, так и уменьшению суммарных приведенных затрат на систему термообработки (см. рис. 2).

Установлено также, что значительную долю удельных приведенных затрат составляют затраты на электронагреватели. В УкрНИИГиМ проводятся исследования по использованию рулонной резины в качестве конструкционного и электроизоляционного материала для нагре-

вателей, что позволит существенно снизить их удельную стоимость.

Опыт внедрения на Каховском заводе ЖБИ треста Укрводжелезобетон подтвердил эффективность увеличения массивности пакетов и применения мягких режимов термообработки. Это также позволяет сделать вывод о целесообразности организации конвейерного или стенового производства плит в пакетах, либо о выборе при реконструкции технологических пролетов, имеющих наибольшую грузоподъемность кранового оборудования для пакетного способа. Эффективность производства может быть также повышена за счет соответствующей организации электротермообработки.

Для Каховского завода ЖБИ расчеты позволили разработать суточный график изготовления и термообработки плит НПК 60-20 в пакетах. При разработке использованы следующие исходные данные: сменная производительность пролета 80 плит, число плит в пакете — 4 шт., греющих прокладок — 2 шт., активная мощность одной прокладки при напряжении 60 В — 16кВт, длительность электрообогрева до температуры 50—55°С — 3 ч, длительность термосного выдерживания — 15 ч; периоды утреннего и вечернего максимума нагрузки энергосистемы соответственно 9—11 и 17—22 ч. Оплату электроэнергии производят по двухставочному тарифу

$$C_э = 3,5 P_M + 0,015 \cdot Э.$$

Организация поочередной электротермообработки плит позволяет улучшить график электрической нагрузки предприятия, а также благодаря полному исключению электрообогрева в периоды максимума энергосистемы снизить оплату за электроэнергию на 10 750 р/год (или 39%). Дополнительное снижение себестоимости изделий при этом составит 0.64%.

## Выводы

Таким образом, разработанная методика определения рациональных параметров системы и организации электротермообработки позволяет улучшить график электрической нагрузки предприятия, повысить эффективность использования энергоресурсов, получить дополнительный экономический эффект и снизить себестоимость продукции.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Лемехов В. Н., Воропай Н. И., Бабак А. Ф. Технология изготовления плитных конструкций в пакетах с электрообогревом без камер. В кн.: Новое в технологии формирования бетонных и железобетонных изделий. — М.: МДНТП, 1977.
2. Лемехов В. Н., Собко В. А., Клепов Ю. М. Электрообогрев плит при пакетном изготовлении. — Бетон и железобетон, 1979, № 10.

С. М. КРЫЛОВ, д-р техн. наук, проф., А. С. ЗАЛЕСОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ);  
Ю. Н. КАРНЕТ, канд. техн. наук, Б. Д. ЦВЕТОВ, инж. (Уральский  
ПромстройНИИпроект)

## Работа жестких узлов сопряжения элементов каркаса на действие вертикальной поперечной силы

По предложению ЦНИИПромзданий Уральским ПромстройНИИпроект и НИИЖБ было исследовано проведение жестких консольных узлов сопряжения железобетонных колонн и ригелей каркаса здания с учетом их совместной работы.

С этой целью запроектированы, изготовлены и испытаны шарнирные и жесткие узлы сопряжения колонн и ригелей с трапециевидными и треугольными консолями размерами соответственно  $l=350$  мм и  $h=650$  мм,  $l=270$  мм и  $h=350$  мм двух партий фрагментов рам. Опытные образцы первой партии включали 7 натурных фрагментов рам, второй — 12 фрагментов в масштабе 1:2, состоящих из колонны и ригеля, второй конец которого имел шарнирную опору. Армирование трапециевидных консолей колонн принято таким, как и в типовых конструкциях. Для треугольных консолей применяли условно-жесткое армирование в виде подкосной системы из арматурных стержней.

Были испытаны фрагменты рам с жестким сопряжением элементов, в том числе без бетона замоноличивания и без соединения сваркой опорных закладных деталей ригеля и консоли. Вертикальную нагрузку на ригель задавали из условия получения постоянного соотношения изгибающего момента и поперечной силы на его опоре, отвечающего типовому рамному каркасу. При этом изучали совместную работу ригеля и консоли с учетом влияния элементов связи в узле (опорной арматуры ригеля, бетона замоноличивания, соединения опорных закладных деталей) и действительного характера его нагружения. Для сравнения были испытаны фрагменты с шарнирным сопряжением ригеля с колонной. Кроме того, была исследована прочность коротких консолей на действие вертикальной поперечной силы в зависимости от уровня загрузки створа колонны.

Испытания шарнирных и жестких консольных узлов показали, что их отличие определяется характером формирования и развития серии наклонных трещин, т. е. шириной зоны их распространения и углом наклона к горизонту, обусловленным потоком главных сжимающих напряжений (рис. 1). Углы наклона трещин в консолях близки к наклону прямой, проходящей через концевую верхнюю и нижнюю ее точки. В шарнирных и жестких узлах с трапециевидной консолью углы наклона трещин

несколько отличались друг от друга (до  $10^\circ$ ). В узлах с треугольной консолью угол наклона трещин оставался постоянным.

В шарнирных узлах ширина потока главных сжимающих напряжений (ширина зоны распространения наклонных трещин) обусловлена длиной площадки передачи вертикальной реакции ригеля на консоль, а в жестких с трапециевидной и треугольной консолями наблюдаются наклонные трещины, проходящие за пределами внутренней границы опорной площадки ригеля. Фактическая ширина потока главных сжимающих напряжений в консоли жесткого узла близка к ширине наклонной полосы, ограниченной двумя линиями, проходящими под углом, определяемым наклоном прямой, соединяющей концевую верхнюю и нижнюю точки консоли (см. рис. 1, б). С уменьшением угла наклона силового потока увеличивается его ширина. Уровень трещинообразования в жестких узлах значительно выше, а скорость развития трещин меньше.

Как показали результаты испытаний, независимо от характера консольного сопряжения элементов рам разрушения узлов происходили при исчерпании несущей способности условной полосы консоли, сформированной потоком главных сжимающих напряжений. В жестких узлах напряжения в опорной арматуре ригеля и горизонтальной рабочей арматуре консоли могут быть меньшими или

равными пределу текучести. Уменьшение напряжения в опорной арматуре ригеля приводит к уменьшению несущей способности жесткого узла.

Испытания опытных образцов показали превышение несущей способности жестких узлов без бетона замоноличивания над несущей способностью соответствующих шарнирных узлов примерно в 1,7 раза. Отсутствие бетона замоноличивания в жестком узле снижает его несущую способность в 1,14 раза.

В ходе испытаний установлено, что уровень нормальных напряжений в сечении колонны на отметке низа консоли оказывает небольшое влияние на величину ее несущей способности. При отклонениях в колонне продольного усилия к величине ее предельной несущей способности на центральное сжатие, равных 0,61 и 0,93, произошло снижение прочности консоли приблизительно в 1,1 раза.

Исследования фрагментов рам позволили установить существенный резерв несущей способности жестких консольных узлов на действие вертикальной поперечной силы, определяемый увеличением ширины потока главных сжимающих напряжений в консоли, вызванным совместной работой всех элементов узла.

Сравнение опытных и теоретических (по СНиП II-21-75) величин несущей способности жестких консольных узлов с трапециевидной и треугольной консолями выявило ее снижение соответственно в 2 и 1,5 раза.

Рассмотрим возможную теоретическую модель жестких консольных узлов сопряжения колонн и ригелей, основанную на методике\*. Представим узловое сопряжение в виде стержневой подкосной системы (рис. 2). Функцию растянутых элементов в данной системе выполняют опорная арматура ригеля и горизонтальная рабочая арматура консоли, а функцию сжатого подкоса — условная наклонная косвенно армированная железобетонная полоса, сформированная потоком сжимающих напряжений. Разрушение узла в целом наступает в случае «отказа» любого из стержневых элементов.

Прочность жестких консольных узлов по условной наклонной полосе на

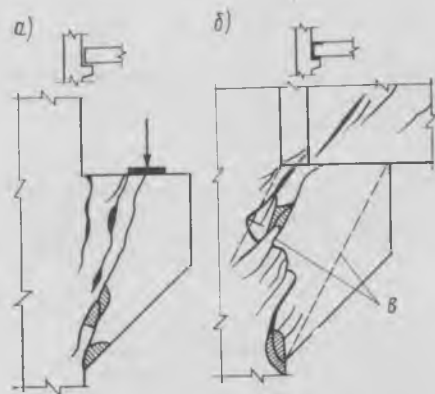


Рис. 1. Система трещин в консолях узлов сопряжений колонн и ригелей  
а — при шарнирном сопряжении; б — при жестком сопряжении; в — границы сжатой условной наклонной полосы

\* Залесов А. С., Баранова Т. И. Новый подход к расчету коротких элементов при действии поперечных сил. — Бетон и железобетон, 1979, № 2.

действие вертикальной поперечной силы следует рассчитывать по формуле

$$Q \leq K_{\delta_1} K_{\delta_2} K_{\delta_3} K_{\delta_4} (R_{пр} b l_p + N_{а.попер} + N_{а.прод}) \sin \alpha, \quad (1)$$

где  $K_{\delta_1}$  — коэффициент, учитывающий геометрическую форму консоли (для узлов с трапециевидной консолью принимается  $k_{\delta_1} = 0,85$ , с треугольной —  $k_{\delta_1} = 1$ );  $k_{\delta_2}$  — коэффициент, определяющий влияние бетона замоноличивания (при наличии бетона задается  $k_{\delta_2} = 1$ , при отсутствии —  $K_{\delta_2} = 0,85$ );  $k_{\delta_3}$  — коэффициент, учитывающий влияние уровня загрузки колонны (при нормальном напряжении в ближнем к консоли волокне приведенного сечения колонны в уровне низа консоли  $\sigma_y = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W} < 0,5 R_{пр}$  принимается равным  $K_{\delta_3} = 1$  при  $\sigma_y \geq 0,5 R_{пр}$   $K_{\delta_3} = 0,9$ );  $K_{\delta_4}$  — коэффициент, характеризующий влияние уровня напряжения в опорной арматуре ригеля (при напряжении  $\sigma_a < 0,5 R_a$  принимается равным  $K_{\delta_4} = 0,85$ , при  $\sigma_a \geq 0,5 R_a$   $K_{\delta_4} = 1$ ; значение  $\sigma_a$  в нормальном сечении ригеля по краю консоли определяется по СНиП II-21-75);  $b$  — ширина консоли;  $l_p$  — расчетная ширина условной наклонной полосы, определяемая углом ее наклона к горизонту и вылетом консоли ( $l_p = \frac{b}{\sin \alpha}$ );  $\alpha$  — угол наклона условной железобетонной полосы к горизонту, вычисляемый по наклону прямой, соединяющей концевую верхнюю и нижнюю точки консоли:  $\operatorname{tg} \alpha = \frac{h_k}{l_k}$  ( $h_k$ ,  $l_k$  — соответственно высота и вылет консоли).

Кроме того, может вводиться в расчет несущая способность условной наклонной полосы, обусловленная ее поперечным армированием, представленным в виде косвенного армирования подкоса горизонтальными и наклонными хомутами, а также несущая способность арматуры, расположенной вдоль наклонной полосы.

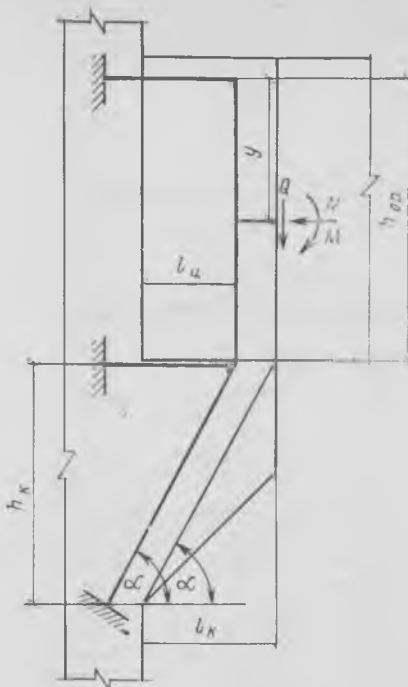


Рис. 2. Расчетная схема жестких консольных узлов сопряжения колонны и ригелей

Отношения рассчитанных по формуле (1) значений  $Q$  для жестких консольных узлов по наклонной полосе к опытным величинам находятся в диапазоне 0,97—1,08, при расчете по методике СНиП II-21-75 отношения составляют 1,05—1,99.

Прочность жестких консольных узлов по горизонтальной рабочей арматуре консоли рассчитывают по формуле

$$N_{а.к} \leq K_a R_a F_{а.к}, \quad (2)$$

где  $N_{а.к}$  — расчетное усилие в арматуре консоли, определяемое по зависимости

$$N_{а.к} = \frac{Q}{\operatorname{tg} \alpha} - N_k, \quad (3)$$

где  $N_k$  — горизонтальное усилие, передающееся от ригеля на консоль, приложенное в уровне ее опорной площадки, которое определяется по формуле

$$N_k = \frac{M + Q(l_k - l_c) + Ny}{h_{о.р}}, \quad (4)$$

где  $M$ ,  $Q$ ,  $N$  — соответственно изгибающий момент, поперечное и продольное усилия в нормальном сечении ригеля по краю консоли;  $y$  — расстояние от центра тяжести приведенного нормального сечения ригеля по краю консоли до его опорной арматуры;  $h_{о.р}$  — рабочая высота ригеля;  $l_c$  — расстояние от точки приложения вертикального усилия, передающегося от ригеля на консоль, до нормального сечения консоли по грани колонны, определяемое по формуле

$$l_c = K l_k, \quad (5)$$

где  $K$  — коэффициент, принимаемый для узлов с трапециевидной консолью  $K = 0,75$ , для узлов с треугольной консолью —  $K = 0,5$ ;

$K_a$  — коэффициент, характеризующий отклонение принятой расчетной схемы от условий фактической работы горизонтальной рабочей арматуры консоли; для узлов с трапециевидной и треугольной консолями при наличии бетона замоноличивания принимается  $K_a = 1,2$ , при его отсутствии  $K_a = 1$ ;  $F_{а.к}$  — площадь сечения горизонтальной рабочей арматуры консоли.

Отношения теоретических значений усилий в горизонтальной рабочей арматуре консоли вычисленных в соответствии с формулой (2), к опытным величинам находятся в диапазоне 0,99—1,07. По методике СНиП II-21-75 превышение расчетного количества горизонтальной рабочей арматуры консоли над требуемым армированием из эксперимента находилось в пределах 1,3—3 раза.

Предложенная методика позволяет физически обоснованно и более точно выполнять расчет несущей способности жестких консольных узлов и выявить резервы их прочности для снижения расхода стали и цемента.

## Новые книги

Байков В. Н., Сигалов Э. Е. **Железобетонные конструкции**: Общ. курс. Учеб. для вузов. — 4-е перераб. изд. — М., Стройиздат, 1985.

Ингибиторы коррозии стали в железобетонных конструкциях / С. Н. Алексеев и др. — М., Стройиздат, 1985.

Цай Т. Н. **Строительные конструкции**: В 2-х т. Учеб. для техникумов. — 2-е изд. перераб., доп. — М., Стройиздат, 1985.

Т.2. **Железобетонные конструкции**.

Руководство по расчету влажностного режима ограждающих конструкций зданий. — М., Стройиздат, 1984.

Соломатов В. И. **Технология полимербетонных и армополимерных изделий**. — М., Стройиздат, 1984.

Драгуновичус Г. В. **Автоматизированные системы управления строительством в условиях бригадного подряда**. — М., Стройиздат, 1984.

Беляев А. Б., Лемке А. Ю., Романов А. Н. **Продовольственная программа и сельское капитальное строительство**. — М., Знание, 1984.

Антанавичус К. А. **Система комплексного планирования капитального строительства**. — М., Экономика, 1984.

Познахивский Е. Е., Тэйф А. З. **Оперативный анализ работы строительных трестов и объединений**. — М., Финансы и статистика, 1984.

Проектирование и защита производственных зданий в особых условиях / Н. С. Метелюк и др. — Киев, Будивельник, 1984.

Могилат А. Н., Луганов А. Г. **Безрулонные железобетонные крыши гражданских зданий**. — Киев, Будивельник, 1984.

Технология строительного производства. Учеб. для вузов / Под ред. О. О. Литвинова, Ю. И. Белякова. — Киев, Вища шк., 1985.

## Метод построения диаграмм деформирования сжато-изгибаемых элементов

Разрушение железобетонных элементов представляет собой процесс, который на заключительном этапе при мало изменяющейся нагрузке сопровождается интенсивным ростом деформаций. В случае неперearмированных элементов деформации на этом этапе могут достигать очень больших величин, что затрудняет формулировку критерия предельного состояния. Достижение напряжениями в сечении предела текучести арматуры и призмной прочности бетона позволяет выявить только силовую характеристику предельного состояния. В некоторых случаях этого недостаточно, например при расчете на кратковременные динамические нагрузки. Более общими являются критерии, основанные на предельных деформациях материалов и предельных деформациях сечений.

Для практической реализации деформативных критериев необходимо располагать методом построения диаграмм деформирования сечений железобетонных элементов. Авторами предложен такой метод для всех стадий напряженно-деформированного состояния конструкции от момента образования трещин в растянутой зоне бетона до разрушения, основанный на следующих предпосылках. Принимается гипотеза плоских сечений для средних деформаций в бетоне и арматуре в пределах блока между смежными поперечными трещинами. Диаграммы  $\sigma$ — $\epsilon$  для растянутой арматуры и сжатого бетона аппроксимируются кусочно-линейными зависимостями: для сжатой арматуры — диаграммой Прандтля, для растянутого бетона — законом Гука вплоть до  $R_p$ . Нелинейная работа растянутого бетона на продолжении трещины учитывается введением в вершину трещины вектора  $P_T = K_{Ic}^2 b / \pi R_p$  [1]. Критический коэффициент интенсивности напряжений  $K_{Ic}$  можно определить по методике, изложенной в работе [2]. Разрушение элемента наступает вследствие разрыва арматуры (малые коэффициенты армирования) или исчерпания сжимаемости бетона.

При двухзвенной аппроксимации зависимостей  $\sigma$ — $\epsilon$  для бетона и арматуры (диаграммы Прандтля) система уравнений напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента имеет вид

$$\begin{aligned} & |a_y, 1 - a_y| \left| r \frac{\varphi \lambda - \xi}{\theta_1 - \xi} \right| + \\ & + p_T - 0,5 n_6 \theta_1 |b_y, 1 - b_y| \times \\ & \times \left| \frac{2\xi - \theta_1}{(\theta_1 - \xi) n_6} \right| - \\ & - |a_{y1}, 1 - a_{y1}| \left| r_1 \frac{\xi - \varphi \alpha_1}{\theta_1 - \xi} \right| - p = \\ & = 0; \end{aligned} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} & |a_{y1}, 1 - a_{y1}| \left| r_1 \frac{\xi - \varphi \alpha_1}{\theta_1 - \xi} \right| (\lambda - \alpha_1) + \\ & + 0,5 n_6 \theta_1 |b_y, 1 - b_y| \times \\ & \times \left| \frac{\xi}{(\theta_1 - \xi) n_6} \right| (\lambda - \xi) - \\ & - 0,5 \theta_1 |b_y, 1 - b_y| \times \\ & \times \left| \frac{1}{(1 + n_6)(1 - \xi/\theta_1)} \right| (\lambda - \theta_1 + \\ & + \frac{\xi_1}{3}) - p_T (\lambda - \theta_1) + p (\lambda - 0,5) = \\ & = m, \end{aligned} \quad (2)$$

где  $a_y, a_{y1}, b_y$  — компоненты вектора состояния растянутой, сжатой арматуры и сжатого бетона:

$$\begin{aligned} a_y &= \begin{cases} 1, \epsilon_a \leq \frac{R_a}{E_a}; \\ 0, \epsilon_a > \frac{R_a}{E_a}; \end{cases} \\ a_{y1} &= \begin{cases} 1, \epsilon_{a1} \leq \frac{R_{a,c}}{E_a}; \\ 0, \epsilon_{a1} > \frac{R_{a,c}}{E_a}; \end{cases} \end{aligned}$$

$$b_y = \begin{cases} 1, \epsilon_b \leq \frac{R_{np}}{E_b}; \\ 0, \epsilon_b > \frac{R_{np}}{E_b}; \end{cases}$$

$\mu, \mu_1$  — коэффициенты армирования для растянутой и сжатой арматуры;  $\psi_a, \psi_b, \varphi$  — коэффициенты приведения деформаций растянутой арматуры, крайних волокон сжатой зоны и высоты сжатой зоны в сечении с трещиной к средним в пределах блока между соседними трещинами;  $\theta$  — высота сечения над трещиной, отнесенная к полной высоте сечения;  $p$  — относительная величина внешнего продольного усилия:  $p = N_0 / (R_p b h)$ ;

$$\begin{aligned} r &= \mu n \psi_a / \psi_b; \quad r_1 = \mu_1 n_1; \quad n = E_a / E_b; \\ n_1 &= E_{a,c} / E_b; \quad n_a = R_a / R_p; \\ p_T &= P_T / (R_p b h); \quad n_6 = R_{np} / R_p; \\ n_{a1} &= R_{a,c} / R_p; \quad \lambda = h_0 / h; \quad \alpha_1 = a' / h; \end{aligned}$$

$$\xi_1 = \begin{cases} \theta_1, & \epsilon_b \leq \frac{R_{np}}{E_b} \\ \theta_1 \frac{n_6 + 1}{\epsilon_b E_b / R_p + 1}, & \epsilon_b > \frac{R_{np}}{E_b} \end{cases}$$

$$\xi = \begin{cases} \frac{\theta_1}{3}; \\ \theta_1 \frac{4\omega^2 - 2\omega + 1}{6\omega} \end{cases}$$

$$\epsilon_b \leq \frac{R_{np}}{E_b}$$

$$\epsilon_b > \frac{R_{np}}{E_b}$$

$$\omega = \begin{cases} \frac{0,5 \xi}{(\theta_1 - \xi) n_6}; \\ 1 - \frac{0,5 (n_6 + 1) (\theta_1 - \xi)}{\theta_1} \end{cases}$$

$$\epsilon_b \leq \frac{R_{np}}{E_b} ; \quad m = \frac{M}{R_p b h^2}$$

$$\epsilon_b > \frac{R_{np}}{E_b}$$

В случае использования более сложных аппроксимаций диаграмм  $\sigma$ — $\epsilon$  структура формул (1), (2) сохраняется, усложняется лишь форма записи.



Марка образцов	$R_{pp}$ , МПа	$F_a = F'_a$ , см <sup>2</sup>	$\sigma_T$ , МПа	$N_{op}$ , кН	$m_{op}^T$	$m_{op}^p$	$\frac{m_T}{m_{op}^T}$		$\frac{m_p}{m_{op}^p}$		$\frac{m_{СНиП}}{m_{op}^p}$	$\varepsilon_{б.т.}^{op} \cdot 10^5$	$\frac{\varepsilon_{б.т.}}{\varepsilon_{б.т.}^{op}}$	$\varepsilon_{a.т.}^{op} \cdot 10^5$	$\frac{\varepsilon_{a.т.}}{\varepsilon_{a.т.}^{op}}$	$1/\rho_T$
							$m_T$	$m_{op}^T$	$m_p$	$m_{op}^p$						
Б-8С-1	30,6	1,01	450	0	0,40	2,05	1,25	1,00	0,83	59	1,13	—	—	0,99		
К-8С-1	28,2	1,01	450	120	1,10	1,26	0,96	0,82	0,83	108	0,90	95	0,86	0,96		
К-8С-2	28,2	1,01	450	242	1,59	1,62	0,98	0,96	0,89	189	0,94	170	0,93	0,97		
К-8С-3	28,2	1,01	450	480	2,07	2,08	0,89	0,91	0,85	350	1,16	313	0,97	0,99		
Б-12С-1	30,6	2,36	440	0	0,98	1,03	0,98	0,94	0,91	96	1,07	28	0,96	1,06		
К-12С-1	25,2	2,36	440	195	1,71	1,81	1,05	1,01	1,01	196	0,98	129	0,95	0,99		
К-12С-2	27,7	2,36	440	255	1,93	2,02	1,01	1,01	0,96	203	0,89	166	1,02	1,02		
К-12С-3	25,9	2,36	440	480	—	2,26	—	0,99	0,97	—	—	—	—	—		
12С-3	25,9	2,36	440	480	—	2,36	—	0,95	0,93	—	—	—	—	—		
Б-18С-1	29,8	5,09	442	0	1,75	2,05	1,18	1,00	0,99	116	0,91	53	1,09	1,02		
К-18С-1	28,2	5,09	442	153	2,66	2,80	1,00	0,98	0,96	221	1,17	135	0,96	0,98		
К-18С-2	29,8	5,09	442	270	—	2,93	—	1,05	1,02	238	1,04	200	0,85	0,93		
18С-2	30,6	5,09	442	270	3,21	3,37	0,94	0,93	0,91	239	1,04	210	0,82	0,92		
К-18С-3	29,8	5,09	442	480	3,47	3,58	0,99	0,97	0,92	342	0,91	232	1,21	1,11		

Каждому задаваемому значению глубины трещины соответствуют определенные значения  $\theta_1$  и из уравнения (1)  $\xi$ . Подстановка их в уравнение (2) определяет значение  $m$ .

Деформации в сечении с трещиной в крайнем сжатом волокне бетона, в сжатой и растянутой арматуре вычисляются из соотношений

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_b &= \frac{R_p \xi}{E_b (\theta_1 - \xi)}; \\ \varepsilon_a &= \varepsilon_b \frac{\psi_a}{\psi_b} \frac{\varphi \lambda - \varepsilon}{\xi}; \\ \varepsilon'_a &= \varepsilon_b \frac{\xi - \varphi \alpha_1}{\xi}. \end{aligned} \right\} (3)$$

Разрушение определяется достижением деформациями (3) предельных значений по арматуре или бетону.

Разбивка диапазона изменения глубин трещин на достаточно большое число промежуточных этапов позволяет построить полные диаграммы деформи-

рования сечений и получить параметры напряженно-деформированного состояния на всех стадиях работы бетона и арматуры, включая зону упрочнения.

В связи с большим объемом вычислений целесообразна машинная реализация описанного алгоритма. Разработана программа расчета для ЭВМ ЕС-1022.

По изложенному методу обработаны результаты испытаний изгибаемых и сжато-изгибаемых элементов с различными процентами армирования и разными величинами продольной сжимающей силы, выполненных в НИИЖБ [3]. Образцы размером 24×15 см, длиной 138 см испытывали по схеме четырехточечного изгиба с приложением поперечной нагрузки в третях пролета. Арматура  $\varnothing$  8—18 А-III, армирование симметричное,  $\mu = \mu_1 = 0,0025 \dots 0,014$ ; бетон марок М350—М400. В расчетах предельная сжимаемость бетона принята в соответствии с работой [4]  $\varepsilon_{б.пр} = (4,6 \dots 0,02 R_{pp}) 10^{-3}$ , предельные деформации растянутой арматуры — по результатам стандартных испытаний.

На рисунке показаны графики деформирования растянутой, сжатой арматуры и крайних волокон сжатой зоны бетона в слабо армированном изгибаемом образце Б-8С-1 и в относительно сильно армированном сжато-изгибаемом образце 18С-2. Расчетные кривые близки к опытным во всем интервале нагрузок от образования нормальных трещин до разрушения.

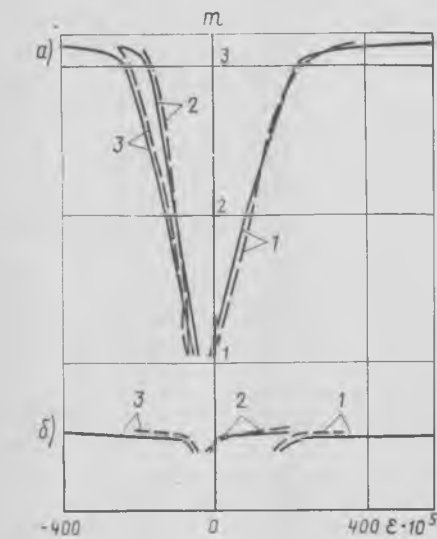
Предлагаемая методика позволяет оценить характер изменения высоты сжатой зоны бетона с ростом нагрузки. В частности, для малоармированного образца высота сжатой зоны при напряжениях в арматуре, больших  $\sigma_T$ , возрастает. Это же явление наблюдается в сильно армированных элементах при упругом деформировании арматуры и неупругом — сжатой зоны бетона, что отмечено в опытах различных авторов.

В таблице сопоставлены результаты расчета и опытов для нагрузок, соответствующих началу текучести в растянутой арматуре, и разрушающих. Разрушающие моменты, вычисленные по предлагаемому способу, оказались ближе к опыту при меньшем коэффициенте вариации, чем найденные по СНиП II-21-75. Достаточно близки к опытным также моменты, деформации крайних сжатых волокон бетона, сжатой арматуры и кривизны, определенные по деформациям растянутой арматуры и бетона, соответствующие началу текучести в арматуре. Методика СНиП установить эти величины, за исключением кривизны, не позволяет.

В предлагаемом способе расчета не используется понятие граничной высоты сжатой зоны; характер разрушения при разных видах бетона, арматуры и коэффициентах армирования определяется самим расчетом, поскольку известны деформации всех элементов расчетного сечения. Это имеет важное значение при расчете армированных конструкций с применением новых материалов, поскольку не требуется проводить большое число опытов для установления эмпирических параметров. Метод легко распространяется на расчет преднапряженных конструкций.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Пересыпкин Е. Н. К расчету железобетонных элементов в эксплуатационной стадии. — Изв. СКНЦ ВШ техн. науки, 1980, № 1.
2. Зайцев Ю. В., Казацкий М. Б., Цава Г. Ф. К нормированию значений  $K_{Jc}$  для мелкозернистых бетонов. — Бетон и железобетон, 1984, № 6.
3. Белобров И. К., Пузанков Ю. И. Прочность и деформации сжато-изогнутых железобетонных элементов при однократном кратковременном динамическом нагружении. — В кн.: Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при воздействии различной длительности — М.: НИИЖБ, 1980.
4. Ильин О. Ф., Залесов А. С. Опыт построения обобщенного метода расчета прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов с учетом особенностей свойств различных бетонов. — В кн.: Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций. — М.: НИИЖБ, 1979.



Опытные (---) и расчетные (—) деформации арматуры и бетона  
а — 18С-2; б — Б-8С-1; 1 — деформации растянутой арматуры; 2 — то же, сжатой; 3 — деформации крайних волокон сжатой зоны бетона

О. А. РОЧНЯК, канд. техн. наук, В. Н. МАЛИНОВСКИЙ, инж.  
(Брестский инженерно-строительный ин-т)

## Прочность балок с отогнутой стержневой арматурой при действии поперечных сил

В исследованиях [1, 2, 3] отмечено повышение сопротивления наклонных сечений балок действию поперечных сил при наличии отгибов. Вместе с тем существует мнение [4], что при переходе к предельной нагрузке это благоприятное влияние ослабевает. Некоторые исследователи [5] считают, что перевод арматуры от растянутой к сжатой грани может привести к более раннему образованию наклонных трещин, начинающихся у растянутой зоны, и, следовательно, к снижению сопротивления наклонных сечений.

В отечественных нормах отгибы отнесены к одному из видов поперечного армирования. В общем условии прочности наклонных сечений по поперечной силе введена вертикальная составляющая усилий в отогнутой арматуре ( $R_{ax}F_o \sin\alpha$ ). Однако влияние отгибов в некоторых случаях нормами не раскрыто. Так, выполнение условия

$$q_x < q_{x, \min} = \frac{R_p b}{2} \quad (1)$$

позволяет независимо от наличия отгибов оценивать несущую способность балки как элемента без поперечной арматуры. Это сужает класс конструкций без традиционной ортогональной поперечной арматуры (хомутов) либо с минимальным ее количеством, назначаемым по конструктивным соображениям.

Ниже изложены особенности сопротивления балок из высокопрочного бетона с отогнутой стержневой арматурой, для которых соблюдается условие (1). Конструкция опытных балок показана на рис. 1. В качестве рабочей принята напрягаемая арматура класса А-IV, для которой  $\sigma_{0,02} = 669$ ;  $\sigma_{0,2} = 720$ ;  $\sigma_b = 1104$  МПа. Процент армирования составил 2,4%. Расположение рабочей арматуры — двухрядное; стержни верхнего ряда в третях пролета переводили из нижней зоны к верхней грани опорного сечения под углом 12°. Двухсрезные хомуты диаметром 3 мм из проволоки класса В-I в приопорной зоне поставлены с шагом 100 мм, при этом  $q_x = 3,08$ ;  $q_{x, \min} = 14,0$  МПа. Основными варьируемыми факторами являлись уровень относительного пред-

варительного натяжения в отогнутой арматуре и пролет среза. Контрольными были балки БОу с отгибами и усиленной зоной максимальных изгибающих моментов, что обеспечивало разрушение по наклонному сечению, и балки БП с прямолинейной преднапряженной арматурой.

Основные результаты экспериментов для одной из балок каждой серии приведены в таблице, характер трещинообразования и разрушения показан на рис. 1.

Если исчерпание несущей способности балок БП произошло по наклонному

сечению, то отгиб 50% рабочих стержней, независимо от степени их преднапряжения, предотвратил такое разрушение в балках БО. Увеличение относительного пролета среза до  $a/h_o = 3,7$  и его уменьшение до 2,4 практически не изменило характер разрушения. Следует полагать, что поперечная сила 160 кН, зафиксированная при разрушении балки БОу, явилась действительной несущей способностью наклонных сечений балок БО (при  $a/h_o = 3,15$ ).

Характерно, что образование магистральной наклонной трещины в балках с отгибами, несмотря на большие

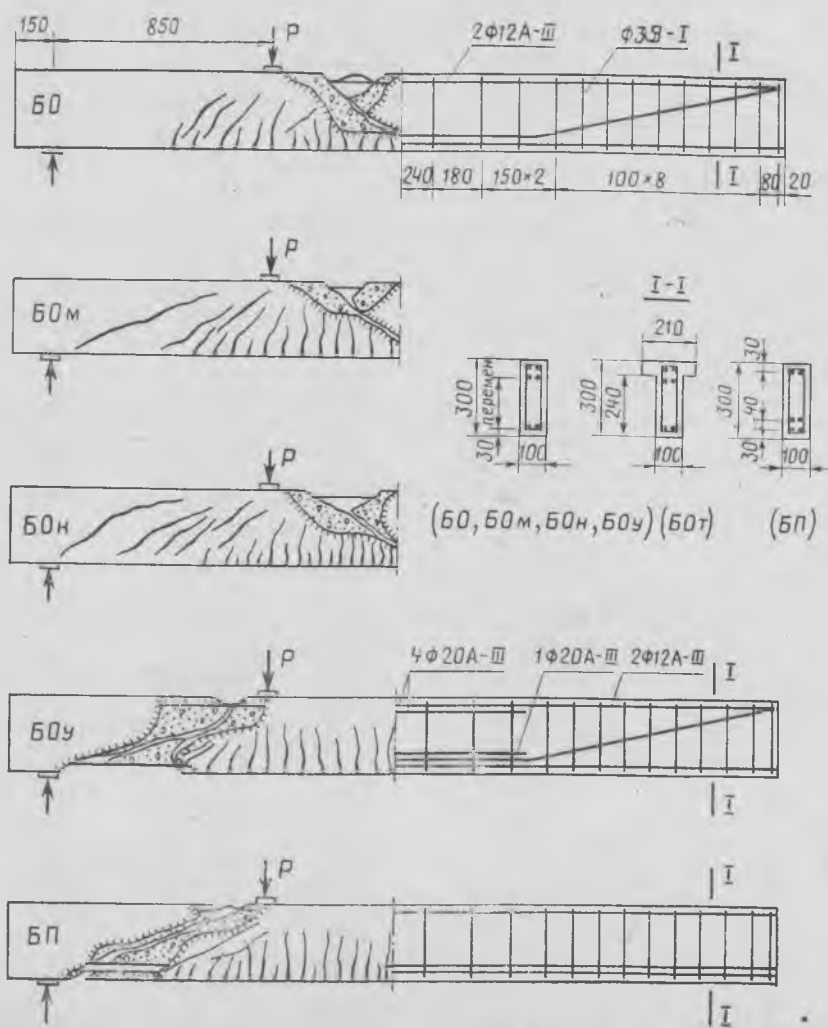


Рис. 1. Конструкция, характер трещинообразования и разрушения опытных балок

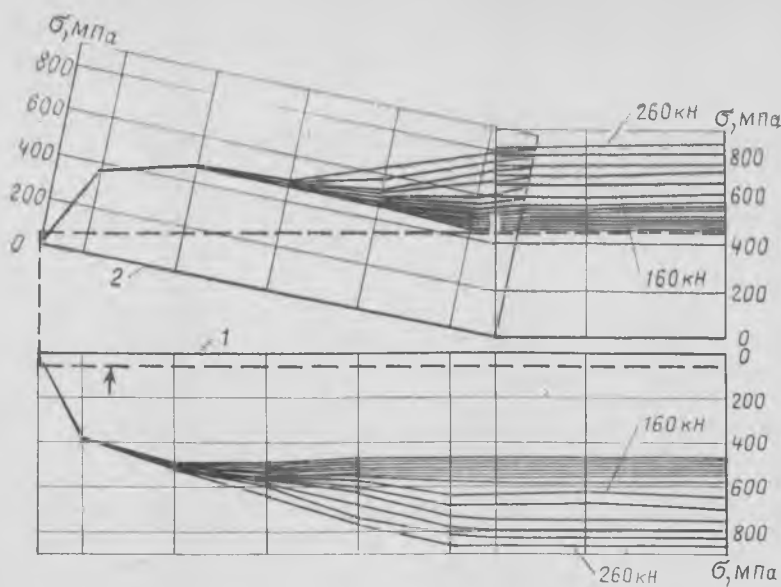


Рис. 2. Напряжения в арматуре по длине БО от совместного действия усилия предварительного натяжения и внешней нагрузки  
1 — прямолинейная арматура; 2 — отогнутая арматура

пролеты среза  $a/h_0 > 2$ , не вызывало немедленного разрушения. Магистральная наклонная трещина появлялась в средней половине высоты сечения и сразу же развивалась. При дальнейшем увеличении нагрузки она распространялась более устойчиво.

Для более точной количественной оценки прочности наклонных сечений элементов с отогнутой арматурой, для которых  $q_x < q_{x, \min}$ , в расчетной зависимости необходимо учесть, что в восприятии поперечной силы участвуют поперечные стержни и отогнутая

арматура, пересеченные наклонной трещиной. Расчетное сопротивление отогнутой арматуры при этом можно увеличить, повышая коэффициент условия работы и принимая его равным  $R_a$ . Данные опытов (рис. 2) подтверждают интенсивность возрастания напряжений в отогнутой арматуре, начиная со стадий загрузения, соответствующих образованию наклонных трещин.

Наиболее близка результатам экспериментов прочность наклонных сечений

рассматриваемых элементов (см. таблицу) по условию:

$$Q = Q_6 + Q_x + Q_0 = \frac{2(1 + \varphi_t + \varphi_n) R_p b h_0^2}{c} + R_a F_x + R_a F_0 \sin \alpha, \quad (2)$$

где  $Q_6$ ,  $Q_x$ ,  $Q_0$  — поперечная сила, воспринимаемая соответственно бетоном, хомутами и отгибами.

В таблице также приведены расчетные величины поперечных сил, определенные как для элементов без поперечной арматуры соответственно по СНиП II-21-75 и СНиП 2.03.01-85.

$$Q = \frac{2 R_p b h_0^2}{c}, \quad (3)$$

$$Q = \frac{2(1 + \varphi_t + \varphi_n) R_p b h_0^2}{c}. \quad (4)$$

Значения несущей способности наклонных сечений по поперечной силе, подсчитанные по формуле (2) с учетом реальных прочностных характеристик бетона  $\bar{R}_p$  и арматуры  $R_a$ , показывают приемлемость рассмотренного подхода к оценке прочности наклонных сечений элементов с отгибами и  $q_x < q_{x, \min}$ .

#### Выводы

В изгибаемых элементах с минимальным количеством традиционной ортогональной арматуры в виде поперечных стержней или хомутов, соответствующих условию  $q_x < q_{x, \min}$ , наличие преднапряженной отогнутой стержневой арматуры может предотвратить разрушение по наклонному сечению, несмотря на образование магистральных наклонных трещин. При оценке несущей способности наклонных сечений таких элементов на действие поперечных сил следует учитывать усилие в бетоне, определяемое по СНиП 2.03.01-85, усилие в хомутах, а также вертикальную составляющую усилия в отгибах. При этом расчетное сопротивление отогнутой арматуры можно принять равным  $R_a$ .

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Михайлов В. В. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. — В кн.: Теория, расчет и подбор сечений. — М.: Стройиздат, 1978.
2. Боршанский М. С., Николаев Ю. К. Образование косых трещин в стенках предварительно напряженных балок и влияние предварительного напряжения на прочность под действием поперечных сил. — В кн.: Прочность и жесткость железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1968.
3. Сасонок Л. В. Исследования изгибаемых предварительно напряженных конструкций с отогнутой арматурой. Автореф. дис. на соиск. учен. степени канд. техн. наук. — М., 1974.
4. Леонгардт Ф. Предварительно напряженный железобетон. — М.: Стройиздат, 1983.
5. James G. Mac Gregor, Mete A. Soze and Chester P. Sless. Affect of Draped Reinforcement on Behavior of Prestressed Concrete Beams. — Journal of American Concrete Institute, December 1960, № 6, v. 32.

Серия балок	$\bar{R}$ , МПа	$\bar{R}_p$ , МПа	Преднапряженные стержни, МПа		$a/h_0$	$R_{\text{разр}}$ $M_{\text{разр}}$ кН кН·м	Расчетная поперечная сила, кН, подсчитанная по формулам		
			верхнего ряда	нижнего ряда			(3)	(4)	(2)
БО	65,4	2,89	565	598	3,15	139,0 118,0	52,1	75,2	150,3
БОм	70,5	2,90	290	670	3,15	142,5 121,0	49,8	66,6	141,7
БОн	69,4	2,97	0	590	3,15	131,0 111,4	52,7	64,0	139,1
БОт	66,0	2,90	564	590	3,15	178,0 51,3	49,2	75,4	149,9
БОс-I	72,0	2,97	576	600	2,40	83,5 101,0	66,6	114,2	189,3
БОс-II	70,5	3,06	570	606	3,70	124,0 124,0	44,6	64,3	139,4
БОУ	64,0	2,78	605	610	3,15	160,0 136,0	47,7	71,5	146,6
БП	65,0	2,88	584	598	3,15	130,5 111,0	44,8	66,2	97,0

Примечание. Балки БОу и БП разрушились по наклонному сечению, остальные в зоне максимальных моментов.

## Развитие теории упрочнения арматурной стали

В работах [1, 2] исследован механизм упрочнения высокопрочной стержневой арматурной стали при преднапряжении и предложены два варианта теории расчета эффекта упрочнения. Первый основан на разделении деформационного упрочнения и упрочнения от действия длительных процессов. Повышение характеристик сопротивления стали малым пластическим деформациям в этом случае оценивается работой условно-мгновенных пластических деформаций  $\epsilon_{a,п0}$ , а упрочнение от действия длительных процессов — релаксацией напряжений [1].

При высокой точности совпадения теоретических и опытных величин относительного приращения характеристик сопротивления стали малым пластическим деформациям  $\Delta\sigma_i$  этот метод требует экспериментального определения функций влияния условно-мгновенной пластической деформации  $\epsilon_{a,п}$  и релаксации напряжений  $\sigma_{п}$  на  $\Delta\sigma_i$ . Кроме того, необходимы некоторые ограничения величин  $\Delta\sigma_i$ , особенно при  $\sigma_a \geq \sigma_{0,2}^{исх}$  [2].

Второй подход основан на предположении, что получаемая в результате преднапряжения и последующего выдерживания пластическая деформация, состоящая из условно-мгновенной  $\epsilon_{a,п0}$  и деформаций ползучести  $\epsilon_{a,с}$ , не изменяет диаграмму растяжения, а как бы отделяет от нее участок, соответствующий  $\Sigma\epsilon_{a,п}$ .

При этом совместное влияние длительности  $t$  и температуры  $T$  действия нагрузки на параметры диаграммы растяжения ( $\eta$ ,  $\sigma_{0,05}$ ,  $\sigma_{0,2}$  и т. п.) оценивается ползучестью  $\epsilon_{a,с}$ . Решение задачи в общем случае осуществляется исходя из условия

$$\Sigma\epsilon_{a,пi} + \epsilon_{a,п0} + \epsilon_{a,с} + \dots = \\ = m_1 \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_{0,2}^{исх}} - \eta_1 \right)^{n_1} + m_2 \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_{0,2}^{исх}} - \eta_2 \right)^{n_2} + \\ + m_3 \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_{0,2}^{исх}} - \eta_3 \right)^{n_3} \quad (1)$$

При описании зоны упрочнения только первым членом уравнения (1) и  $n_1=3$  получим

$$\sigma_i = \sigma_{0,2}^{исх} \times \\ \times \left( \frac{\sqrt[3]{\epsilon_{a,пi} + \epsilon_{a,п0} + \epsilon_{a,с}} + \eta_1 \sqrt[3]{m_1}}{\sqrt[3]{m_1}} \right)^{1/3} \quad (2)$$

где  $\epsilon_{a,пi}$  — допуск на величину условно-мгновенной пластической деформации для данной характеристики, так для  $\sigma_{0,2}$   $\epsilon_{a,пi} = 0,002$ ;  $m_1, m_2, m_3$  — коэффициенты, вычисляемые из условия прохождения кривых через базовые точки  $\sigma_{упр}$ ,  $\sigma_{0,2}$ ,  $\sigma_{0,5}$  и  $\sigma_{в}$  [3]

$$m_1 = \frac{0,002}{(1 - \eta_1)^{n_1}}; \\ m_2 = \frac{0,005 - m_1 (\eta_3 - \eta_1)^{n_1}}{(\eta_3 - 1)^{n_2}}; \\ m_3 = \frac{\delta_p - m_1 (\eta_4 - \eta_1)^{n_1} - m_2 (\eta_4 - 1)^{n_2}}{(\eta_4 - \eta_3)^{n_3}};$$

$\delta_p$  — относительное равномерное удлинение;

$$\eta_1 = \frac{\sigma_{упр}}{\sigma_{0,2}}; \quad \eta_2 = 1; \quad \eta_3 = \frac{\sigma_{0,5}}{\sigma_{0,2}}; \\ \eta_4 = \frac{\sigma_{в}}{\sigma_{0,2}}.$$

Применение этого варианта теории упрочнения не требует экспериментального определения каких-либо коэффициентов или функций влияния. Для решения задачи достаточно знать параметры исходной диаграммы условно-мгновенного деформирования  $\sigma_{0,05}^{исх}$ ,  $\sigma_{0,2}^{исх}$ ,  $\sigma_{0,5}^{исх}$ ,  $\sigma_{в}^{исх}$  и  $\sigma_{п}^{исх}$ , величину деформации ползучести  $\epsilon_{a,с}$ , а также возможные дополнительные пластические деформации, возникающие, например, в сечении с трещиной.

Как показал анализ работ [2,3], при описании зоны упрочнения диаграммы одним уравнением этот метод дает некоторое преувеличение условно-мгновенного деформационного упрочнения и нивелирует влияние длительных процессов, что особенно заметно для  $\Delta\sigma_{0,2}$  и  $\Delta\sigma_{0,5}$ .

Более точное описание диаграммы уравнениями на участках  $\sigma_{упр}-\sigma_{0,2}$ ,  $\sigma_{0,2}-\sigma_{0,5}$  и  $\sigma_{0,5}-\sigma_{в}$  [3] несколько улучшает совпадение расчета с опытными данными и существенно расширяет область применения теории упрочнения.

В связи с чисто аналитическим решением при этом не требуется введения ограничений и условий, необходимых при использовании расчета по работе [2]. Для большинства видов стержневой арматуры диаграмма условно-мгновен-

ной пластической деформации достаточно достоверно описывается двумя уравнениями на участках:

$$\sigma_{упр} - \sigma_{0,5} \text{ и } \sigma_{0,5} (\text{П}\sigma_{0,2}) - \sigma_{в}.$$

Для высокопрочной проволочной арматуры и упрочненной вытяжкой или термически упрочненной стержневой арматуры при  $\sigma_{0,2}^{исх}/\sigma_{в}^{исх} > 0,8$  характерно резкое изменение кривизны диаграммы растяжения при  $\sigma_a > \sigma_{0,2}$ . Поэтому диаграммы условно-мгновенного пластического деформирования этих сталей удобнее разделять на три участка:  $\sigma_{упр}-\sigma_{0,2}$ ,  $\sigma_{0,2}-\sigma_{0,5}$  и  $\sigma_{0,5}-\sigma_{в}$  [2,3]. В результате достигается хорошее совпадение расчетных и опытных диаграмм как при  $\sigma_a = \sigma_{0,2}$ , так и при  $\sigma_a > \sigma_{0,2}$ , вплоть до  $\sigma_{в}$ .

Автором исследована применимость деформационного варианта теории упрочнения во всем возможном диапазоне напряжений, возникающих как при преднапряжении, так и на различных стадиях нагружения железобетонных элементов вплоть до разрушения.

Расчетную диаграмму условно-мгновенных пластических деформаций [3] принимаем в виде

$$\epsilon_{a,п} = m_1 \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_{0,2}^{исх}} - \eta_1 \right)^{n_1} \quad \text{при } \sigma_{упр} < \sigma_a \leq \sigma_{0,2}; \\ \epsilon_{a,п} = m_1 \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_{0,2}^{исх}} - \eta_1 \right)^{n_1} + \\ + m_2 \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_{0,2}^{исх}} - \eta_2 \right)^{n_2} \quad \text{при } \sigma_{0,2} < \sigma_a \leq \sigma_{0,5}; \quad (3) \\ \epsilon_{a,п} = m_1 \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_{0,2}^{исх}} - \eta_1 \right)^{n_1} + \\ + m_2 \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_{0,2}^{исх}} - \eta_2 \right)^{n_2} + \\ + m_3 \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_{0,2}^{исх}} - \eta_3 \right)^{n_3} \quad \text{при } \sigma_{0,5} \leq \sigma_a \leq \sigma_{в}.$$

Исследовали три типа арматурной стали с наиболее сильно различающимися показателями диаграммы растяжения (табл. 1). Характеристики стали типа 1 соответствуют браковочным для стали класса А-VI и некоторых видов стали класса А7-VI диаметром 10-14 мм, типа 2 — для арматурных

Таблица 1

$\eta_{1}^{исх}$	$\sigma_{0,05}^{исх}$ , МПа	$\sigma_{0,2}^{исх}$ , МПа	$\sigma_{0,5}^{исх}$ , МПа	$\sigma_{\text{в}}^{исх}$ , МПа	$\delta_{\text{р}}^{исх}$ , %
0,5	815	1000	1150	1300	3
0,6	1278	1500	1600	1700	3
0,8	926	1000	1100	1200	3

канатов, а типа 3 — для термообработанной стали класса Ат-VI диаметром 20—28 мм. Во всех случаях в формулах (1), (3)  $n_1=n_2=n_3=3$  [1]. Для стали типа 1 имеются обширные опытные данные НИИЖБ.

Величину начального напряжения  $\sigma_0$  принимали 0,9 и 1,1  $\sigma_{0,2}^{исх}$ , а деформации ползучести равными  $0,38 \cdot 10^{-3}$  и  $1 \cdot 10^{-3}$  при  $\sigma_0=0,9 \sigma_{0,2}^{исх}$  и  $1 \cdot 10^{-3}$  и  $2 \cdot 10^{-3}$  при  $\sigma_0=1,1 \sigma_{0,2}^{исх}$  (табл. 2). Это соответствует реально встречающимся величинам  $\epsilon_{a.c}$  при рассматриваемых уровнях напряжения.

По стали типа 1 для сравнения с опытными данными и анализом влияния величины ползучести на эффекты упрочнения были рассчитаны значения  $\Delta\sigma_i$  также при  $\sigma_0$ , равном 0,5, 0,72 и 0,91  $\sigma_{0,2}^{исх}$  при  $\epsilon_{a.c}=(0,11-2) \cdot 10^{-3}$  (табл. 3).

Приведенные в табл. 2 и на рис. 1 значения  $\sigma_{0,05}$ ,  $\sigma_{0,2}$  и  $\sigma_{0,5}$  рассчитаны

при  $\epsilon_{a.c}=0$ . Величины  $\epsilon_{a,0,0}$  во всех случаях определяли по формуле (3) при  $\sigma_a=\sigma_0$ . Те же величины без индекса ( $\sigma_{0,05}$ ,  $\sigma_{0,2}$  и  $\sigma_{0,5}$ ) — это характеристики механических свойств стали после упрочнения, достигаемые в результате действия комплекса факторов, т. е.  $\epsilon_{a,0,0}+\epsilon_{a.c}$ .

Сравнительный анализ величин  $\Delta\sigma_{0,05}$ ,  $\Delta\sigma_{0,2}$  и  $\Delta\sigma_{0,5}$ , рассчитанных по формуле (1) с опытными данными для стали с  $\eta_{1}^{исх}=0,5$  (см. табл. 3), свидетельствует об удовлетворительном совпадении.

Для стержневой арматуры с  $\eta_{1}^{исх}=0,5$  изменение деформаций ползучести в реально возможных пределах от 0 до  $0,5 \cdot 10^{-3}$  при  $\sigma_0=0,5 \sigma_{0,2}^{исх}$ , от 0,25 до  $1 \cdot 10^{-3}$  при  $\sigma_0=0,91 \sigma_{0,2}^{исх}$  и до  $2 \cdot 10^{-3}$  при  $\sigma_0=1,1 \sigma_{0,2}^{исх}$  приводит к расчетному повышению  $\sigma_{0,2}$  соответственно до 3—4, 4—5 и 3% (рис. 2, см. табл. 2). Аналогичные данные для арматурных канатов при  $\sigma_0=0,9 \sigma_{0,2}^{исх}$  составили около 2%, т. е. чем выше  $\eta_{1}^{исх}$  и  $\sigma_{0,2}^{исх}/\sigma_{\text{в}}^{исх}$ , тем меньше влияние оказывает ползучесть на повышение  $\sigma_i$  ( $\sigma_{0,05}$ ,  $\sigma_{0,2}$ ,  $\sigma_{0,5}$  и т. п.).

Несмотря на то, что суммарные величины  $\Delta\sigma_{0,2}$  (см. табл. 3) достаточно точно совпадают с опытными, фактор условно-мгновенного упрочнения  $\Delta\sigma_{0,05}$ ,  $\Delta\sigma_{0,2}$  и т. п.) превышает опыт-

ные величины на 1—1,5%, соответственно снижается влияние  $\epsilon_{a.c}$ .

Причина этого явления, на наш взгляд, заключается в том, что диаграмма растяжения в результате преднапряжения изменяется не по закономерностям, характерным для диаграммы исходной стали.

В заключение следует отметить, что эффекты упрочнения связаны с комп-

Таблица 2

Тип стали	$\sigma_0$ , МПа	$\epsilon_{a,0,0} \cdot 10^{-3}$	$\epsilon'_{a,c} \cdot 10^{-3}$	$\epsilon''_{a,c} \cdot 10^{-3}$	$\sigma'_{0,05}$ , МПа	$\sigma'_{0,2}$ , МПа	$\sigma'_{0,5}$ , МПа	$\sigma_{0,05}$ , МПа	$\sigma_{0,2}$ , МПа	$\sigma_{0,5}$ , МПа
1	900	1,02	0,38	1	957,0	1070,0	1176,3	991,9*	1089,4	1183,5
	1100	3,64	1,00	2	1120,5	1167,6	1211,6	1039,6	1116,0	1193,1
2	1350	0,84	0,38	1	1437,6	1552,5	1611,0	1471,0	1568,0	1616,0
	1650	11,33	1,00	2	1654,0	1658,0	1668,0	1520,5	1580,1	1621,5
3	900	0,25	0,38	1	944,2	1007,4	1115,2	965,4	1019,5	1125,5
	1100	5,00	1,60	2	1123,0	1141,6	1157,9	991,3	1037,0	1134,5
								1154,0	1187,3	1220,2
								1179,6	1201,0	1227,6
								1660,0	1665,3	1674,3
								1145,2	1153,5	1165,1

\* Над чертой — при  $\epsilon_{a,c}$ , под чертой — при  $\epsilon''_{a,c}$

Таблица 3

$\frac{\sigma_0}{\sigma_{0,2}}$	$\Delta\sigma'_{0,05}$ , %	$\Delta\sigma_{0,05}$ , %	$\Delta\sigma'_{0,2}$ , %	$\Delta\sigma_{0,2}$ , %	$\Delta\sigma'_{0,5}$ , %	$\Delta\sigma_{0,5}$ , %
0,50	—*	—	—	0,95	—	0,31
	—	2,00	—	1,50	—	—
0,72	4,0	7,33	1,30	2,70	0,43	0,90
	5,0	11,50	0,74	3,10	0,08	1,15
0,91	18,4	22,50	7,40	9,30	2,43	3,04
	14,5	24,00	5,12	9,20	1,48	3,50

\* Над чертой — по формуле (1), под чертой — опытные данные.

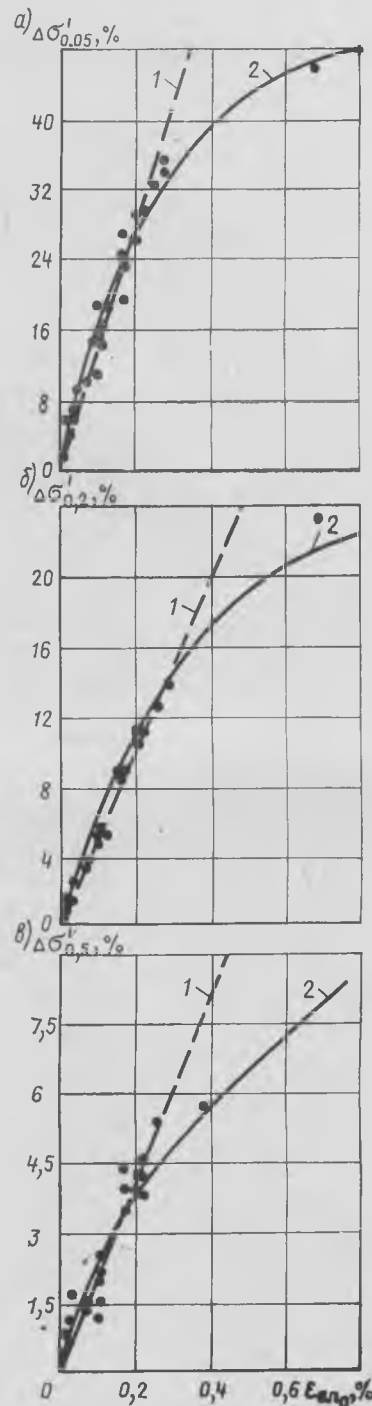


Рис. 1. Повышение  $\sigma_{0,05}$  (а),  $\sigma_{0,2}$  (б) и  $\sigma_{0,5}$  (в) в результате предварительного растяжения арматурной стали (см. табл. 1) 1 — расчет по работе [2]; 2 — расчет по формулам (1), (3); ● — опытные данные

УДК 69.059.25

В. А. ЗОЛОТУХИН, инж. (Ростовский НИИ Академии коммунального хозяйства);  
Ф. И. АЗИМОВ, канд. техн. наук (Казанский инженерно-строительный ин-т)

## Ремонт конструкций зданий торкретированием бетонных смесей

При практическом использовании торкрет- и набрызг-бетонов на ремонте железобетонных конструкций известен метод торкретирования поверхностей железобетонных конструкций бетонными смесями на плотных заполнителях [1, 2]. Торкрет-бетон на кварцевом песке плотностью 1500 кг/м<sup>3</sup> и портландцементе уплотняется удовлетворительно из-за малой разницы плотностей. В связи с меньшей плотностью зерен пористого заполнителя (применяли известняк-ракушечник плотностью 996 кг/м<sup>3</sup>) уплотнение, а следовательно, и качество торкрет-бетона могло оказаться недостаточным.

Для определения эффективности торкретирования бетонными смесями на известняках-ракушечниках при ремонте железобетонных конструкций жилых зданий в Ростовском НИИ АКХ исследовали основные физико-механические показатели торкрет-бетонов на плотных и пористых заполнителях. Для проведения экспериментов использовали виброэжекционную торкрет-машину (ВЭТМ) [3], передвижной компрессор ЗИФ-55В, гравитационный смеситель СБ-101, краскоаэрозольный бачок СО-13. Длина и диаметр материалопровода торкрет-машины составляли соответственно 20 м и 50 мм. Рекомендуются перепад давления сжатого воздуха и воды (0,1—0,2 МПа) в зоне затворения сухой смеси поддерживали с помощью специального сопла, оборудованного образцовым манометром.

При проведении экспериментов соблюдали ранее определенные оптимальные параметры торкретирования: давление сухой аэрозвеси 0,22 МПа, давление воды 0,35 МПа, амплитуда и частота колебаний бункера торкрет-машины соответственно 0,416 мм и 60 Гц, расстояние от сопла до торкретируемой поверхности 0,8 м.

В качестве пористых заполнителей в торкрет-бетон использовали отсеvy от дробления известняка-ракушечника Анапского месторождения Краснодарского края фракций 0—5 и 5—10 мм. Влажность заполнителей 3—4%.

Физико-механические показатели торкрет-бетонов определяли с использованием специальных приспособлений и методики испытаний [4]. Контрольные образцы испытывали после 28-суточного хранения во влажной среде. Статистический контроль и оценку прочности на сжатие в 6 партиях из 25 образцов-кубов осуществляли по методике ГОСТ 18105.0—80. Доверительные интервалы значений прочности на сжатие опреде-

ляли с заданной доверительной вероятностью  $p=0,95$ . Среднюю прочность сцепления торкрет-бетона с бетоном лицевого слоя керамзитобетонных стеновых панелей определяли по результатам испытаний трех образцов-обойм. Средние значения результатов испытаний приведены в таблице.

Испытания образцов показали, что используя метод торкретирования, бетон требуемой для ремонта железобетонных конструкций марки (не ниже М200), можно получить, применяя даже такой слабopочный заполнитель, как известняк-ракушечник. Адгезия торкрет-бетона на плотных и пористых заполнителях к бетону отличается незначительно и гораздо выше аналогичных показателей контрольных образцов из бетона, уложенного вручную (в среднем 0,5 МПа).

Экспериментальные данные подтвердили возможность применения торкрет-бетона на пористых заполнителях при ремонте и усилении каменных и железобетонных конструкций жилых зданий. После усовершенствования экспериментального оборудования провели производственную проверку результатов экспериментов при ремонте объектов жилищно-коммунального хозяйства в Ростове-на-Дону, Краснодаре, Махачкале и др. Ее результаты подтвердили технико-экономическую эффективность разработанной технологии [5].

Экономический эффект от замены традиционного при ремонте фасадов жилых зданий оштукатуривания вручную торкретированием на местных пористых

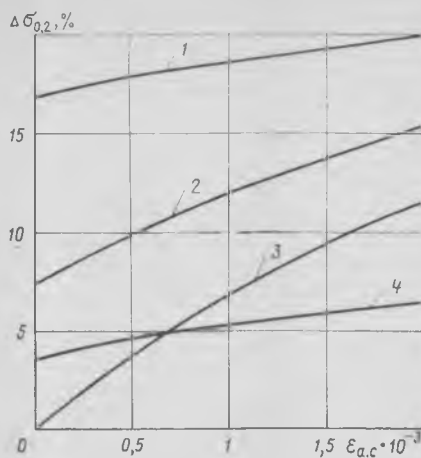


Рис. 2. Зависимости повышения условного предела текучести  $\sigma_{0,2}$  от деформации ползучести  
1—3 — сталь класса А-VI (Ат-VI) при  $\sigma_0=0,5, 0,91$  и  $1,1 \cdot \sigma_{0,2}^{исх}$ ; 4 — арматурные канаты (сталь типа 2 по табл. 1) при  $\sigma_0=0,9 \sigma_{0,2}^{исх}$

лением физических процессов, происходящих в процессе и после деформирования стали, поэтому наиболее достоверные результаты для каждого вида арматуры могут быть получены экспериментально, как это осуществлено для высокопрочной стержневой арматуры [1].

Поскольку в настоящее время для высокопрочной проволочной арматуры и некоторых других видов арматурной стали экспериментальных данных недостаточно для решения задачи [1], то рассматриваемый метод представляется для этих видов арматуры наиболее достоверным.

Кроме того, этот метод (см. табл. 2) обеспечивает корректность результатов при  $\sigma_a \geq 1,1 \sigma_{0,2}^{исх}$  и, следовательно, может быть использован для оценки изменения характеристик сопротивления стали малым пластическим деформациям ( $\sigma_{0,05}, \sigma_{0,2}$  и т. п.) при начальных напряжениях существенно превышающих  $\sigma_{0,2}$ . Это открывает реальные перспективы [1, 4, 5] для учета изменяющейся диаграммы растяжения всех видов арматуры при расчете железобетонных конструкций.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мадатян С. А. Технология натяжения арматуры и несущая способность железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1980.
2. Мадатян С. А. Расчетный аппарат технической теории упрочнения арматуры. — В кн.: Совершенствование конструктивных форм, методов расчета и проектирования железобетонных конструкций. М., 1983.
3. Об уточнении аналитических зависимостей диаграммы растяжения арматурных сталей. / В. Н. Байков, С. А. Мадатян, Л. С. Дудолов, В. М. Митасов. — Известия вузов. Строительство и архитектура, 1983, № 9.
4. Митасов В. М., Михайлов В. В., Федоров Д. А. Расчет железобетонных преднапряженных изгибаемых элементов с учетом упрочнения арматуры. — Бетон и железобетон, 1982, № 10.
5. Мекерев Б. А., Маилья Р. Л. Аналитическое описание диаграммы растяжения высокопрочной арматурной стали. — В кн.: Новые виды арматуры и ее сварка. М., 1982.

Вид заполнителя	Ц:П:Щ	Средняя прочность при сжатии, МПа	Коэффициент вариации прочности на сжатие	Доверительные интервалы прочности на сжатие, МПа	Прочность сцепления с бетоном, МПа
Песок и щебень из известняка-ракушечника Анапского месторождения Краснодарского края	1:3	29,0	0,076	28,1; 29,9	0,98
	1:2	34,3	0,071	33,4; 35,3	1,02
	1:2,2:1:1	36,7	0,083	35,5; 37,9	1,18
Кварцевый песок	1:3	35,5	0,065	34,6; 36,4	1,16
Кварцевый песок и щебень М800	1:2	35,8	0,060	35,0; 36,6	1,20
	1:2,2:1:1	39,6	0,074	38,5; 40,7	1,39



заполнителях составил в среднем 39,5 р., а сокращение трудозатрат 3,7 чел.-дн. на 100 м<sup>2</sup> поверхностей отремонтированных конструкций.

Отсутствие питателя дозатора повысило надежность торкрет-машины, в частности, при работе ее на смесях с заполнителями 8%-ной влажности. Простота конструкций позволяла привлекать к обслуживанию торкрет-машины рабочих любых строительных специальностей без специальной подготовки.

Выявленные при производственной

проверке недостатки технологии производства ремонтно-строительных работ с применением метода торкретирования (большая трудоемкость и продолжительность дозирования, перемешивания и загрузки сухой смеси в торкрет-машину) были устранены при разработке опытного комплекта оборудования для производства торкретных работ.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мартынянов А. И., Ширин В. В. Способы восстановления зданий и сооружений, поврежденных землетрясением. — М.: Стройиздат, 1978.

2. Оревков Ю. С., Азимов Ф. И., Андрианов Ю. А. Опыт применения виброэжекционной торкрет-машины. — Транспортное строительство, 1973, № 5.
3. Азимов Ф. И. Виброэжекционная установка торкретирования. — Механизация строительства, 1983, № 10.
4. Пиковский Ф. М., Азимов Ф. И., Оревков Ю. С. Комплексное испытание торкрет-бетона. — Транспортное строительство, 1978, № 3.
5. Рекомендации по использованию местных строительных материалов при капитальном ремонте железобетонных и бетонных конструкций жилых зданий. Ростов-на-Дону, РНИИ АКХ, 1981.

УДК 69.057.4

И. Г. ЧЕРКАССКИЙ, З. В. СЕРКОВА, И. А. ЛЯХОВИЧ, кандидаты техн. наук (Харьковский Промстройниипроект)

## Омоноличивание рабочих стыков конструкций цементно-жидкостекольным клеем

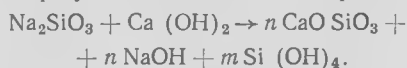
Монолитные железобетонные конструкции, как правило, возводятся с перерывами, зависящими от условий производства работ. Образующиеся при укладке бетона рабочие стыки между старым и вновь уложенным бетоном являются ослабленными местами в конструкции, из-за наличия которых железобетонное сооружение в значительной мере теряет свойство монолитности.

Основной причиной этого является пониженная степень сцепления между слоями разновременной укладки. Конструкция становится более слабой к сопротивлению сдвигу, проявляется чувствительность к просачиванию влаги и проникновению опасных для бетона или арматуры растворенных веществ. Значительно понижается также сопротивление воздействию низких и высоких температур в неблагоприятных условиях эксплуатации сооружения.

В настоящее время известны способы, позволяющие существенно повысить сцепление старого и свежее уложенного бетона<sup>1</sup>. При этом равнопрочность стыков обеспечивается разработанной Гидропроект технологией с использованием эпоксидных композиций, наносимых на поверхность старого бетона. Технология эта получила ограниченное применение из-за сложности механического приготовления, переработки и нанесения больших масс клея, малой его жизнеспособности, значительной стоимости и токсичности.

Для исключения указанных недостатков был предложен новый состав клея на основе жидкого стекла<sup>2</sup>.

Быстрое твердение смесей, содержащих цемент и растворимое стекло, является результатом химических реакций:



Таким образом, между жидким стеклом и цементом происходит мгновенное взаимодействие с образованием гидросиликата кальция и геля кремневой кислоты. В этой связи необходимо было исследовать оптимальные условия, позволяющие увеличить индукционный период смеси, сохраняя ее удобоукладываемость при производстве работ.

Одним из путей повышения удобоукладываемости является введение добавок, замедляющих гидратацию цемента в растворе жидкого стекла. Добавки вводили предварительно в жидкое стекло, затем вводили цемент, смесь перемешивали, после чего добавляли наполнители. Оценку качества клеевой смеси производили по ее подвижности и жизнеспособности. Прочность склеивания бетона определяли на образцах-восьмерках по ГОСТ 10180—78.

Вначале с применением щебня фракции 5—10 мм изготавливали полувосьмерки, которые твердели в нормальных температурно-влажностных условиях. Затем на поверхность шейки восьмерки наносили клей заданного состава и приформовывали полувосьмерку из свежеприготовленного бетона. После хранения в течение 28 сут в нормальных условиях состыкованные образцы-восьмерки испытывали на осевое растяжение. Эталонами являлись цельнобетонные восьмерки, твердевшие в нормальных условиях.

Известен ряд неорганических добавок, замедляющих сроки схватывания цемента — железный, медный, цинковый и алюминиевый сульфаты, натриевые соли фосфат, барит, бромид, бикарбо-

нат, фосфорная кислота, окись свинца и цинка. Однако все они, за исключением некоторых фосфорно-кислых солей, при введении в жидкое стекло мгновенно образуют гель кремневой кислоты.

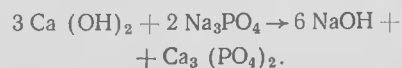
Введение однозамещенного фосфорнокислого кальция в жидкое стекло в кристаллическом виде приводит к быстрому образованию геля. При введении этой соли в виде 10%-ного раствора гель не образуется, но когезионная прочность резко падает.

При введении цемента и раствора однозамещенного фосфорнокислого кальция получается удобоукладываемая масса, однако в процессе твердения когезионная прочность ее практически не увеличивается. Таким образом, однозамещенный фосфорнокислый кальций является замедлителем гидратации цемента, поскольку при введении цемента не происходит мгновенного гелеобразования, но раствор имеет незначительную прочность.

Добавка аммофоса  $(\text{NH}_4)_2 \text{HPO}_4$  приводит к быстрому гелеобразованию, а когезионная и адгезионная прочность клея обеспечивает равнопрочности с бетоном.

Введение в жидкое стекло тринатрийфосфата в кристаллическом виде не привело к гелеобразованию, однако твердение смеси происходило только с добавкой цемента.

В присутствии тринатрийфосфата образуется труднорастворимая фосфорно-кальциевая соль



При этом в растворе присутствуют анионы  $\text{PO}_4^{3-}$ , которые обладают тремя отрицательными зарядами, сообщают при адсорбции поверхностям цементных частиц электрокинетический потен-

<sup>1</sup> Микульский В. Г., Игонин Л. А. Сцепление и склеивание бетона в сооружениях. — М.: Госстройиздат, 1965.

<sup>2</sup> А. с. № 1030336. Минеральный клей З. В. Серкова, М. И. Стрелков, И. А. Ляхович, И. Г. Черкацкий. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1983, № 37.

циал, способствующий взаимному их оттапливанию и препятствующий агрегированию.

Поскольку электрокинетический заряд анионов  $PO_4^{3-}$  в 1,5 раза больше заряда сульфогруппы  $SO_3$ , входящей в состав СДБ, можно полагать, что электрокинетический потенциал, который развивается на поверхности частиц при воздействии  $Na_3PO_4$ , больше, чем при воздействии СДБ. Поэтому с добавкой фосфорных солей могут быть замедлены сроки схватывания и твердения смесей. С добавкой же СДБ замедления не происходит.

Была определена степень гидратации цемента с добавкой и без добавки тринатрийфосфата по содержанию  $Ca(OH)_2$ . Концентрация  $Ca(OH)_2$  в суспензии, содержащей цемент и воду, за 4 ч изменилась с 3,47 до 2,49%. В цементно-водной суспензии с добавкой жидкого стекла, содержащего тринатрийфосфат, не обнаружено  $Ca(OH)_2$ . Следовательно, тринатрийфосфат является замедлителем гидратации цемента при наличии жидкого стекла. Установлено, что с увеличением тринатрийфосфата в жидком стекле жизнеспособность смеси увеличивается, однако введение 13%  $Na_3PO_4$  от жидкого стекла является предельным, при этом на две единицы наблюдается небольшой осадок соли.

При введении менее 30% жидкого стекла в цементное тесто состав не имел связи и образцы рассыпались на воздухе. При содержании жидкого стекла 30% и выше состав приобретал клейкость и хорошо прилипал к поверхности старого бетона.

В составах, содержащих 30–40% жидкого стекла, при добавке  $Na_3PO_4 \times 12H_2O$  до 6% массы цемента частично образовывался гель в виде крупки. Жизнеспособность таких составов была всего 12 мин. С увеличением содержания  $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$  до 9 и 13% жизнеспособность увеличивается до 17–20 мин соответственно. При этом когезионная прочность составляет 40 МПа, что вполне достаточно для применения составов для склеивания. Жизнеспособность состава клея увеличилась до 1 ч, когда часть цемента была заменена кварцевым песком. Максимальная прочность клея составляла при введении до 30% песка.

Результаты исследования адгезионной прочности составов клеев на полувосьмерках приведены в табл. 1.

Наиболее высокие результаты по прочности на растяжение получены при введении 13%  $Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$  от массы жидкого стекла. Вид цемента практически не оказал влияния на прочность при растяжении. Восьмерки разрушались в основном по новому бетону.

Испытания показали, что тринатрийфосфат является замедлителем схватывания цемента в составах, содержащих жидкое стекло. Прочность сцепления между старым и новым бетоном с введением в качестве наполнителя естественного кварцевого песка обеспечивала нормативную прочность стыка для бетона марки М200 на растяжение.

Введение в состав клея молотого кварцевого песка ( $S_{уд} = 3000 \text{ см}^2/\text{г}$ ) несколько снизило жизнеспособность состава

Таблица 1

Состав клея			$R_p$ , МПа в возрасте	
Портландцемент	Шлакопортландцемент	$Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$ от массы жидкого стекла	расте, сут	
			7	28
—	30	3	0,50	1,08
—	30	6	0,70	1,17
—	30	9	1,07	1,20
—	30	13	1,08	1,29
30	—	3	0,64	1,11
30	—	6	0,78	1,19
30	—	9	0,91	1,20
30	—	13	1,0	1,30

Примечание. В состав клея входит 30% жидкого стекла и 40% естественного кварцевого песка.

Таблица 2

Состав клея %		Жизнеспособность, мин	$R_{сж}$ , МПа, в возрасте		$R_p$ , МПа, в возрасте	
Кварцевый песок	Асбест		7 сут	28 сут	7 сут	28 сут
		19	1	60	35,8	44,3
17	3	54	32,3	42,1	0,73	2,0
15	5	48	26,2	31,8	0,69	1,81

Примечание. В состав клея входит также 40% жидкого стекла и 40% цемента.

Таблица 3

Содержание, % при изготовлении образца		$R_p$ в возрасте 28 сут, МПа	$R_p$ после водопоглощения, МПа	$R_p$ после 100 циклов попеременного увлажнения и высушивания, МПа	$R_p$ после 100 циклов замораживания и оттаивания, МПа
клей	бетон				
—	100	2,88	3,10	3,15	3,00
100	—	2,04	2,20	2,0	2,06
90	10	2,08	2,28	2,04	2,03
70	30	2,53	2,69	2,50	2,40
50	50	2,70	2,78	2,78	2,60

Примечание. Состав клея: 40% жидкого стекла, 40% портландцемента, 19% песка кварцевого, 1% асбеста.

(до 45 мин), однако адгезионная прочность повысилась на 15%.

Удовлетворительные результаты были получены при использовании 1% распушенного асбеста VI сорта, применяемого для изготовления асбошиферных изделий. При этом существенно повысилась адгезионная прочность клея при максимальной технологической жизнеспособности (табл. 2).

Следует также отметить, что для приготовления клея следует использовать жидкое стекло плотностью в пределах 1,35...1,40.

Электронно-микроскопические исследования клея показали, что в системе цемент — жидкое стекло  $\rightarrow Na_3PO_4 \cdot 12H_2O$  имеет место постепенный в течение 45 мин переход от коагуляционной структуры к кристаллизационной. Объясняется это тем, что выделяющийся при гидратации цемента гидрат окиси кальция вступает во взаимодействие

с тринатрийфосфатом, образуя труднорастворимую фосфорнокальциевую соль, которая с жидким стеклом не взаимодействует. При добавке тринатрийфосфата удобоукладываемость смеси сохраняется.

В системе цемент — жидкое стекло кристаллизационная структура фиксируется практически после их перемешивания. Сразу образуется гель кремниевой кислоты, препятствующий гидратации цемента.

Долговечность соединения старого бетона с новым при помощи цементно-жидкостеклового клея проводилась на образцах, имеющих клеевую прослойку между старым и новым бетоном, и на образцах-восьмерках, заформованных из смеси клея с разным количеством бетона. Контрольными являлись образцы из бетона.

Образцы подвергали испытанию в насыщенном водой состоянии, после воздействия переменных условий (16 ч в воде +8 ч при  $t = 60^\circ\text{C}$ ) и при попеременном замораживании и оттаивании. Результаты испытаний приведены в табл. 3.

Прочность образцов на растяжение после водопоглощения уменьшается незначительно. Аналогичные результаты получены при их замораживании. Образцы ( $d = 15 \text{ см}$  и  $h = 15 \text{ см}$ ) с прослойкой клея испытывались на водонепроницаемость, как и образцы из чистого бетона (в опытах В-6).

На основании испытаний было показано, что клеевая прослойка между старым и новым бетоном является водостойкой, влияние попеременного увлажнения-высушивания, замораживания-оттаивания не приводит к снижению прочности образцов на растяжение.

Влияние сульфатной агрессии на клеевую прослойку определялось при действии 5%-ного раствора сернокислого натрия (более 15 000 мг/л ионов  $SO_4^{2-}$ ).

Установлено, что при действии сульфатной агрессии на образцы, содержащие клеевую прослойку между старым и новым бетоном, а также между двумя старыми, прочностно на растяжение достаточно высокая (до 2,25 МПа). Аналогичная прочность у образцов из двух склеенных полувосьмерок, в которых одна половинка состоит полностью из клея, а другая из старого бетона.

Таким образом, сульфатная агрессия не оказывает отрицательного влияния на прочность образцов при растяжении.

## Выводы

Предложенный состав клея, в состав которого входит тринатрийфосфат, разработанная технология его нанесения на поверхности старого и нового бетонов позволили осуществить равнопрочное соединение. При этом использованный клей технологичнее эпоксидного, не токсичен и в 5–6 раз дешевле.

Для широкого внедрения разработанной технологии харьковский Промстройпроект разработал «Методические указания по омоноличиванию старого бетона новым с применением клеев».

УДК 693.547

В. Л. МАРЦИНКЕВИЧ, В. В. БАБИЦКИЙ, кандидаты техн. наук (Белорусский политехнический ин-т)

## Номограмма для назначения режимов тепловлажностной обработки бетона

При современном уровне индустриализации производства и возрастающей химизации бетона необходимо заранее знать влияние технологических параметров бетонной смеси на длительность ТВО.

В настоящее время на заводах сборного железобетона режимы пропаривания назначают, как правило, на основании небольшого числа лабораторных опытов. Причем изменяют в основном длительность изотермического прогрева, предварительного выдерживания, реже время подъема температуры. Выбор и варьирование длительности отдельных этапов пропаривания зачастую производится без учета технологических характеристик бетонной смеси.

В работе [1] приводятся данные о расчете нарастания прочности пропариваемого бетона и длительности изотермического прогрева. В этих расчетах используются теоретические и экспериментальные коэффициенты, что требует сложных вычислений.

В настоящее время прикладные задачи эффективно решаются с помощью номограмм, позволяющих компактно составить функции от многих переменных [2]. Для построения номо-

граммы, увязывающей технологические особенности бетонной смеси с длительностью отдельных периодов пропаривания, Белорусским политехническим институтом были использованы данные предприятия сборного железобетона БССР.

При изготовлении бетонных образцов с ребром 10 см из производственных замесов использовали цементы, выпускаемые в Белоруссии, Литве, Украине и РСФСР, расход которых изменялся от 250 до 540 кг/м<sup>3</sup> бетона. Для улучшения физико-механических свойств бетонов вводили различные химические добавки, изменяющие технологические характеристики бетонных смесей в широких пределах. Перед тепловлажностной обработкой бетона в лабораторных условиях определяли сроки схватывания бетонной смеси ( $\tau_{сх}$ ), учитывающие вид цемента и добавки, а также интенсивность твердения бетона [3].

Прочность бетона, как известно, устанавливают в основном по значению структурного водосодержания  $X$  и активности цемента

$$\left. \begin{aligned} R_0 &= f(X, R_{ц}); \\ X &= \frac{(В/Ц)_г}{K_{н.г}}, \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

где  $(В/Ц)_г$  — водоцементное отношение цементного геля в бетонной смеси;  $K_{н.г}$  — показатель нормальной густоты цементного геля;  $R_{ц}$  — активность цемента.

Для исключения последнего фактора при построении номограммы авторы оперировали не абсолютным, а относительным значением прочности (процент от прочности бетона аналогичного состава, твердевшего в нормально-влажностных условиях).

Сроки схватывания бетонной смеси определяли с помощью конического пластометра МГУ на цементном геле с таким же  $X$ , как и в бетонной смеси. За сроки схватывания смеси принимали половину времени между началом и концом схватывания цементного геля. Результаты опытов после статистической обработки представлены в таблице.

Известно [3], что основными параметрами бетонной смеси при назначении режимов пропаривания бетона являются  $\tau_{сх}$  и  $X$ , а при пропаривании — время предварительного выдерживания бетона ( $\tau_{п.в}$ ), скорость подъема температуры паровоздушной среды до заданной конечной ( $V_t$ ), длительность изотермического прогрева ( $\tau_{из}$ ) и температура прогрева ( $t_{из}$ ).

Время остывания изделий на заводах изменяется в весьма узких пределах (1,5—2 ч). Для упрощения построения номограммы длительность остывания бетона в камере приняли постоянной (2 ч).

Для отыскания эмпирической зависимости относительной прочности бетона через 4 ч после окончания пропаривания ( $R_0$ ) от технологических особенностей бетонной смеси и длительности периодов тепловлажностной обработки аналитическое выражение

$$R_0 = \Phi(\tau_{с.х}, X, \tau_{п.в}, V_t, \tau_{из}, t_{из}) \quad (2)$$

разбили с целью построения номограммы на три класса. При этом выражение (2) сводится к трем уравнениям, каждое из которых содержит не более чем по три переменных [2]

$$\begin{aligned} \Phi_1(R_0, \tau_{из}, t_{из}) + \Phi_2(\tau_{сх}, X) + \\ + \Phi_3(\tau_{п.в}, V_t) = 0. \end{aligned} \quad (3)$$

Расход цемента, кг/м <sup>3</sup>	$\tau_{сх}$ , мин	$X$	$\tau_{п.в}$ , мин	$V_t$ , °С/ч	$\tau_{из}$ , мин	$t_{из}$ , °С	Прочность бетона после пропаривания, %, через		Прочность бетона, МПа, нормально-влажностного твердения в возрасте 28 сут
							4 ч	28 сут	
250	360	1,86	180	23	300	80	68	105	27,6
	360	1,86	180	20	300	80	70	100	27,6
	360	1,86	180	20	240	90	70	93	27,6
320	310	1,48	120	20	360	70	67	110	34,0
	310	1,48	120	30	300	80	70	96	34,0
	270	1,26	120	20	460	60	68	107	46,2
	270	1,26	120	30	310	80	69	94	46,2
	270	1,26	120	40	180	80	58	86	46,2
	270	1,26	180	40	180	90	72	91	46,2
410	240	1,28	180	15	600	60	74	98	42,8
	240	1,28	180	15	360	80	73	93	42,8
	240	1,28	180	20	270	90	73	90	42,8
	180	1,16	120	20	500	60	70	00	56,7
	180	1,16	120	30	300	80	68	96	56,7
	180	1,16	120	30	240	90	67	90	56,7
540	135	1,12	90	30	240	80	65	93	59,6
	100	0,90	60	20	240	80	68	86	69,7

Такое разделение переменных правомерно, поскольку прочность бетона при прочих равных условиях в основном зависит от длительности и температуры изотермического выдерживания, т. е.

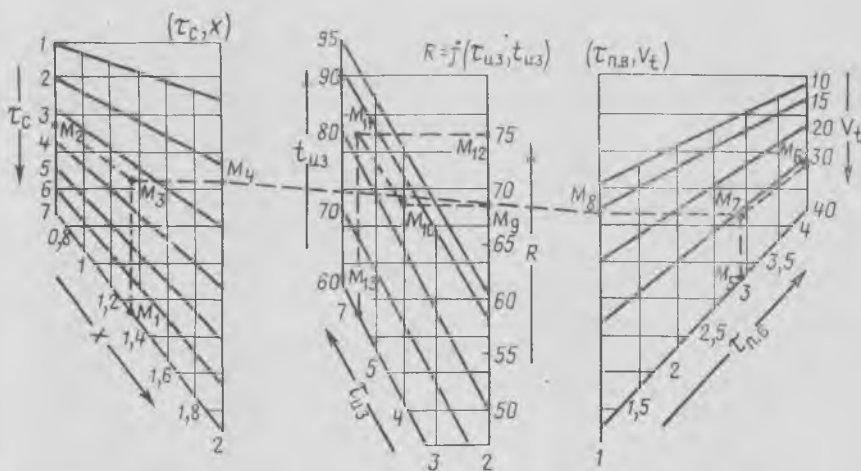
$$R_6 = f(\tau_{из}, t_{из}). \quad (4)$$

Функция  $\Phi_2$  определяет технологические свойства бетонной смеси, а функция  $\Phi_3$  — факторы, характеризующие структуру бетона.

Функции  $\Phi_1$ ,  $\Phi_2$  и  $\Phi_3$ , входящие в уравнение (3), были определены с известным допущением [2], в результате чего получили

$$\left. \begin{aligned} \Phi_1(R_6^*, \tau_{из}^*, t_{из}^*) &= 0; \\ \Phi_2(\tau_{сх}^*, X^*) &= 0; \\ \Phi_3(\tau_{п.в}^*, V_t^*) &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

где  $R_6^*$ ,  $\tau_{из}^*$ ,  $t_{из}^*$ ,  $\tau_{сх}^*$ ,  $X^*$ ,  $\tau_{п.в}^*$ ,  $V_t^*$  — конкретные значения исследуемых характеристик (см. таблицу). В результате для любой системы характеристик вида  $R_6^*$ ,  $\tau_{из}^*$ ,  $t_{из}^*$ ,  $\tau_{сх}^*$ ,  $X^*$ ,  $\tau_{п.в}^*$ ,  $V_t^*$  можно построить тернарную шкалу функции  $\Phi_1(R_6, \tau_{из}, t_{из})$ .



Номограмма для назначения режимов тепловлажностной обработки бетона

Для построения  $\Phi_2$  необходимо подставить табличные значения  $\tau_{сх}$  и  $X$  в уравнение (3), после этого непосредственно строить бинарную шкалу функции  $\Phi_2(\tau_{сх}, X)$ . Аналогично строили бинарную шкалу для  $\Phi_3$ .

При установлении рационального режима тепловлажностной обработки вначале необходимо установить технологические параметры бетонной смеси  $\tau_{сх}$  и  $X$ . По значениям  $\tau_{сх}$  ( $M_2$ ) и  $X$  ( $M_1$ ) в сетке бинарных шкал находим точку  $M_3$  иносим ее на немую шкалу (см. рисунок). Затем на правой части номограммы в сетке бинарных шкал назначаем  $\tau_{п.в}$  ( $M_5$ ),  $V_t$  ( $M_6$ ) и находим точку  $M_7$ ,носим ее на немую шкалу, как

это показано на рисунке, и получаем точку  $M_8$ . Через  $M_4$  и  $M_8$  проводим разрешающую прямую и на шкале  $R = f(\tau_{из}, t_{из})$  получаем точку  $M_9$ . Из  $M_9$  проводим прямую до пересечения с одной из линий температуры изотермического прогрева ( $M_{10}$ ), которую выбираем в зависимости от вида применяемого цемента — для шлакопортландцемента 90—95°C, для портландцемента — не более 85°C. Из  $M_{10}$  проводим линию параллельно наклонным линиям температуры изотермического прогрева до получения необходимых значений относительной прочности бетона ( $M_{12}$ ) и длительности изотермического прогрева ( $M_{13}$ ).

Все периоды тепловлажностной обработки выбирают исходя из конкретных условий производства таким образом, чтобы ее длительность была минимальной.

#### Выводы

На основании большого числа экспериментальных данных построена эмпирическая номограмма, увязывающая технологические характеристики бето-

ной смеси и длительность периодов тепловлажностной обработки с относительной прочностью бетона.

Построенная номограмма позволит производственникам значительно упростить и ускорить назначение рациональных режимов пропаривания бетонных и железобетонных изделий.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Г а н и н В. П. Расчет нарастания прочности бетона при различных температурах выдерживания. — Бетон и железобетон, 1974, № 8.
2. Н е в с к и й Б. А. Методика построения номограмм. — М.: ОНТИ, 1937.
3. Назначение режимов пропаривания расчетно-графическим методом / И. Н. Ахвердов, А. К. Далевский, В. В. Бабицкий и др. — Строительство и архитектура Белоруссии, 1979, № 1.

## В помощь строительным лабораториям

УДК 693.546

Н. Ф. АФАНАСЬЕВ, канд. техн. наук  
(Ворошиловградский филиал НИИСП)

## Определение удобоукладываемости разогретых бетонных смесей

В соответствии с требованиями ГОСТ 10.181.0—81—10.181.4—81 удобоукладываемость разогретых бетонных смесей определяют в две стадии: на первой — бетонную смесь разогревают до заданной температуры в отдельной емкости, на второй — измеряют ее подвижность стандартным конусом или жесткость стандартным прибором. Такой метод не учитывает погрешностей в измеряемых величинах из-за охлаждения смесей, многопланового тиксотропного изменения их свойств во время перегрузок, укладки и уплотнения.

С учетом этого разработаны различные устройства для определения удобоукладываемости разогретых бетонных смесей. Так, удобоукладываемость бетонной смеси при температуре, до которой она нагрета, определяют методом<sup>1</sup>, согласно которому подвижность и жесткость измеряют в вибровискозиметре, где происходит электроразогрев смеси.

Недостатками этого метода являются сложность конструкции устройства, необходимость тарировки прибора, низкая оперативность и недостаточная точность измерений.

В НИИЖБ разработано специальное устройство<sup>2</sup> для определения подвижности и жесткости бетонной смеси. Емкости для бетонной смеси в нем выполнены в виде прямоугольного параллелепипеда со стенками из двух текстолитовых и двух металлических пластин,

<sup>1</sup>Гендин В. Я., Ильевский Ю. А. Новая методика определения удобоукладываемости бетонной смеси, разогретой электрическим током. — Бетон и железобетон, 1973, № 5.  
<sup>2</sup>А. с. № 355565. Устройство для определения подвижности и жесткости бетонной смеси. А. И. Ли, Б. А. Крылов и др. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1972, № 31.

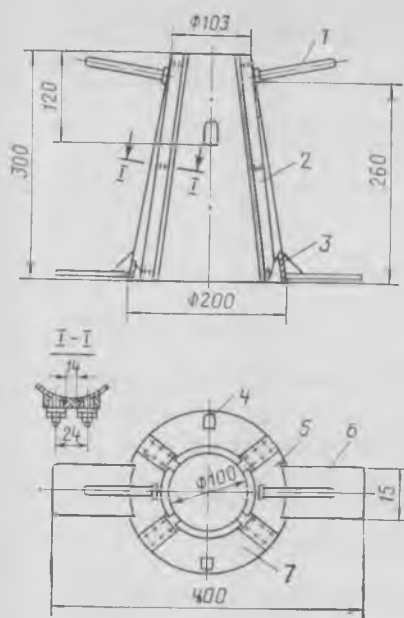


Рис. 1. Конус для определения подвижности разогретой бетонной смеси

1 — ручка; 2 — электроизоляционные прокладки; 3 — боковые стенки; 4 — клеммы; 5 — корпус; 6 — упоры; 7 — электроды



Рис. 2. Общий вид конуса для определения подвижности разогретой бетонной смеси

в виде цилиндра из электроизоляционного материала с тремя пластинками-электродами на внутренней поверхности и в виде цилиндра с тремя металлическими пластинами-электродами, разделенными между собой электроизоляционными пластинами.

Недостатками этого устройства являются сложность конструкции, трудность извлечения разогретой бетонной смеси из цилиндрической емкости, необходимость тарировки прибора, недостаточная оперативность и неточность измерений.

Автором разработан новый метод определения удобоукладываемости разогретых бетонных смесей с помощью конуса (рис. 1, 2). Для равномерного электро-разогрева смеси электроды выполнены выпукло-вогнутой трапециевидальной формы с большим основанием в нижней части конуса и расположены диаметрально противоположно. Длину дуги, образующей электрод, вычисляют по формуле

$$L = 0,75 d_{вн},$$

где  $d_{вн}$  — внутренний диаметр конуса.

Подвижность смеси определяют в следующей последовательности. Конус устанавливают на гладкий электроизоляционный лист (текстолит, техническую резину, транспортерную ленту) и через воронку заполняют бетонной смесью в три слоя одинаковой высоты. Каждый слой уплотняют металлическим стержнем по ГОСТ 10181.1—81. Во время наполнения и стыкования конус должен быть вплотную прижат к листу. После уплотнения смеси воронку снимают, из-

быток смеси срезают и кельмой заглаживают поверхность вровень с верхними краями конуса. Сверху в отверстие, сделанное в бетонной смеси, вставляют технический термометр для контроля температуры во время разогрева смеси.

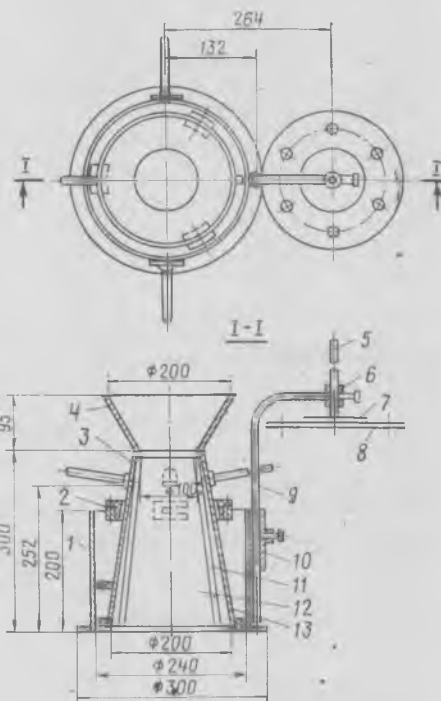


Рис. 3. Прибор для определения жесткости разогретой бетонной смеси

1 — цилиндрическое кольцо; 2 — кольцо-держатель конуса; 3 — конус; 4 — загрузочная воронка; 5 — штанга; 6 — направляющая втулка; 7 — стальная шайба; 8 — диск; 9 — штанг; 10 — фиксирующая втулка; 11 — текстолитовая прокладка; 12 — электрод; 13 — боковая стенка

Электроды подключают к электрической сети. Бетонная смесь разогревается до заданной температуры, после чего напряжение отключают, а конус плавным подъемом снимают с разогретой смеси и устанавливают рядом.

Осадку конуса бетонной смеси определяют, устанавливая металлическую линейку ребром и измеряя расстояние от нижней грани линейки до верха бетонной смеси с погрешностью до 0,5 см. Этим же конусом можно определять подвижность холодной бетонной смеси.

Если разогретая бетонная смесь не обладает подвижностью, определяют ее жесткость. На рис. 3 показан прибор для определения жесткости разогретой бетонной смеси. Предложенный прибор отличается от стандартного наличием конуса, аналогичного приведенному на рис. 1, 2.

Прибор собирают на виброплощадке в следующей последовательности. Устанавливают и жестко закрепляют цилиндрическое кольцо прибора, в которое вставляют конус и закрепляют ручками кольцо-держателя, заводя их в пазы. Затем устанавливают воронку. Конус заполняют смесью через воронку в три слоя одинаковой высоты. После уплотнения смеси в конусе по ГОСТ 10181.1—81 воронку снимают, избыток смеси срезают и кельмой заглаживают поверхность вровень с верхними краями конуса. Сверху в отверстие, сделанное в бетонной смеси, вставляют термометр.

Электроды подключают к электрической сети. Бетонная смесь разогревается до заданной температуры, после чего напряжение отключают и конус плавно снимают. Диск прибора поворотом штанги устанавливают над отформованной бетонной смесью, опускают на поверхность конуса и закрепляют зажимным винтом. Затем одновременно включают виброплощадку и секундомер. Вибрирование производят до тех пор, пока не начнется выделение цементного теста из двух отверстий диска. В этот момент выключают секундомер и вибратор. Полученное время характеризует жесткость бетонной смеси.

Прибор такой конструкции позволяет разогревать бетонную смесь электрическим током непосредственно в конусе, а после его снятия определять фактическую жесткость разогретой смеси. Этим же прибором можно определять жесткость холодной бетонной смеси.

Испытания конуса и прибора проводили на бетонных смесях, приготовленных на цементе марки М300 Амвросиевского завода, песке с  $M_{кр} = 0,5...1,2$  мм Огороднянского карьера и песчаном щебне фракции 5...20 мм Мару-

синского месторождения Ворошиловградской области.

В качестве примера приведем данные по двум составам. Состав 1 (в % по массе): Ц=10,3; П=29,4; Щ=51,2; В=9,1; О.К.=9 см. Состав 2: Ц=11,8; П=33,9; Щ=44,1; В=10,2; О.К.=12 см. В таблице приведены данные, характеризующие электропроводность и температуру нагрева бетонных смесей различной подвижности.

Время разогрева смеси, мин	Сила тока, А	Температура смеси, °С, в части конуса	
		верхней	нижней
0	5,4	17	17
	5,7	17	18
2	7,2	24	23
	8,7	25	25
4	8,4	31	32
	9,6	31	32
6	8,7	40	40
	10,0	41	42
8	9,0	50	51
	10,1	47	48
10	9,0	61	59
	10,1	58	58

Примечания. 1. Напряжение равно 150 В. 2. Над чертой для бетонной смеси состава 1 с О.К.=9 см; под чертой — для состава 2 с О.К.=12 см.

Термометр для измерения температуры в верхней части конуса устанавливали в отверстие, сделанное в бетонной смеси. Второй термометр помещали в отверстие, сделанное в боковой стенке конуса на высоте 4 см от его основания.

Анализ полученных данных показывает, что при электроразогреве смеси различного состава в конусе или на приборе достигается достаточная равномерность ее нагрева как по высоте, так и по массе.

Таким образом, предложенные конус для определения подвижности и прибор для определения жесткости разогретой бетонной смеси просты в конструктивном отношении. С их помощью можно получать фактические данные, характеризующие пластические свойства бетонных смесей, разогреваемых электрическим током. Этими же устройствами можно определять удобоукладываемость холодных бетонных смесей.

Рабочие чертежи можно запросить по адресу: 348031, Ворошиловград, квартал Димитрова, 23а, филиал НИИСП Госстроя УССР.

## Долговечность

УДК 691—422.2:536.485

Н. И. СОСИПАТРОВА, канд. техн. наук (НИИЖБ); Л. А. СЕЙЛАНОВ, канд. техн. наук (Оргэнергострой)

## Морозостойкость изгибаемых элементов из бетона на шлакопортландцементе

Существенное увеличение эффективности строительства может быть достигнуто применением более экономичных материалов. Таковым, по сравнению с портландцементом, является шлакопортландцемент (ШПЦ), производство которого в нашей стране достигает 26% общего количества вырабатываемых цементов. Однако известно, что по нормативным документам область применения ШПЦ ограничивается условиями, исключая циклические воздействия отрицательных температур и влажности, что обусловлено пониженной морозостойкостью бетона на основе ШПЦ. Вместе с тем в настоящее время имеются эффективные химические добавки, регулирующие структурные свойства бетона и, в частности, значительно повышающие его морозостойкость.

Возможность значительного повышения морозостойкости бетона на ШПЦ путем модификации его структуры химическими добавками показана в ряде исследований, проводившихся, как правило, на небольших образцах. При этом очевидно, что морозостойкость железобетонных конструкций было бы некорректно однозначно определять морозостойкостью бетона, из которого они изготовлены, поскольку при проведении исследований не моделировались вид и уровень напряженно-деформированного состояния конструкций и не учитывались имеющие место в реальных сооружениях температурно-влажностные градиенты [1...4]. Не принималось также во внимание то, что с точки зрения теплофизических свойств при воздействиях значительных градиентов температуры и влажности железобетон является гетерогенной системой [2...4]. Поэтому представлялось целесообразным исследовать стойкость железобетонных конструкций к совместным механическим и температурным воздействиям путем их непосредственных испытаний в натуральных ус-

ловиях, что при более полном учете комплекса влияющих факторов позволит в достаточной степени обосновать дальнейшее расширение области применения бетона на ШПЦ.

Были проведены специальные эксперименты, в рамках которых морозостойкость тяжелого бетона различных составов исследовалась в изгибаемых железобетонных элементах, подвергаемых действию отрицательных температур в натуральных условиях (рис. 1). При этом основным критерием криогенной деструкции материалов в циклически замораживаемых элементах были приняты его продольные остаточные относительные деформации, которые замеряли в зоне «чистого изгиба» посредством реперов на четырех уровнях в сжатой и растянутой частях сечения (рис. 2). Были изготовлены железобетонные балки четырех серий из бетона четырех составов и образцы — кубы с ребром 100, 150 мм и призмы 100×100×400 мм. Во всех составах использовали одинаковые заполнители — кварцевый песок с модулем крупности 1,77 и гранитный щебень фракции 5...15 мм. Применяли два вида цемента — портландцемент Белгородского завода (ПЦ) и сульфатостойкий шлакопортландцемент (СШПЦ), который помимо 66% клинкера и 4% гипса содержал 30% электротермофосфорного (ЭТФ) шлака. Химический состав ЭТФ шлака и применявшихся цементов приведен в табл. 1, 2.

Для повышения морозостойкости бетона второго и четвертого составов в бетонную смесь вводили химические добавки (табл. 3). Комплексная добавка КД состояла из  $\text{Na}_2\text{SO}_4$  (71%) + СДБ (15%) + НЧК (7%) + ГКП-11 + (7%). Морозостойкость бетона четырех составов перед испытаниями составляла Мрз 100, Мрз 500, Мрз 400 и Мрз 500 соответственно.

Балки и образцы из бетона первого





Рис. 1. Испытание изгибаемых элементов на действие отрицательных температур в натуральных условиях

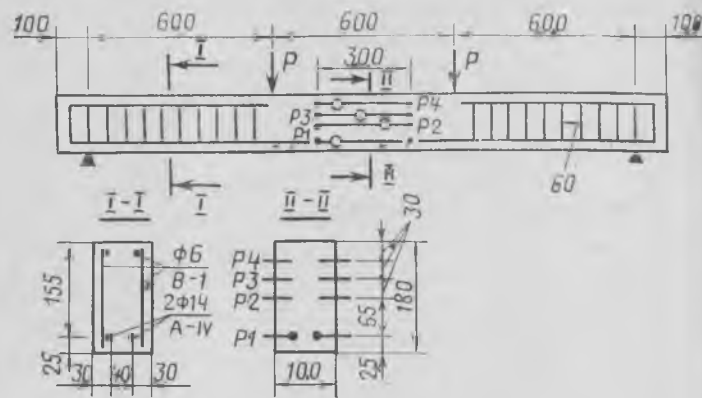


Рис. 2. Конструкция, схемы нагружения опытной железобетонной балки и расположения реперов (P1...P4) для замера продольных деформаций

и второго составов твердели под слоем влажных опилок в течение 28 сут, а из бетона третьего и четвертого составов подвергались термовлажностной обработке по мягкому режиму (5+6+2 ч) при температуре 80...85°C, затем до начала исследований их выдерживали в естест-

венно-влажностных условиях. Перед началом испытаний возраст бетона первых двух составов был равен 356 сут, а третьего и четвертого — 136 сут. Испытаниями балок из бетона большого возраста предполагали уменьшить влияние ползучести бетона под нагрузкой на де-

формации, вызванные деструктивным действием колебаний отрицательных температур.

Испытания нагруженных до  $M_{дл} = 0,35 M_{р}^{он}$  и  $M_{дл} = 0,61 M_{р}^{оп}$  железобетонных элементов на действие отрицательных температур проводили в течение трех зимних периодов в условиях Москвы. В лабораторных условиях проводилась экспозиция нагруженных до уровня  $M_{дл} = 0,61 M_{р}^{он}$  балок. Данные по изменению суточной температуры воздуха в зимние периоды позволили приблизительно рассчитать число циклов замораживания — оттаивания, которым подверглись балки и образцы — соответственно 32, 28, и 34 полных цикла. При этом лишь незначительное число этих циклов сопровождалось переходом температуры через 0°C. Однако исследованиями [4] показано, что колебания температур в области, находящейся ниже 0°C, также оказывает значительное деструктивное воздействие на бетон и железобетон.

Изменение кубиковой ( $R$ ) и призмочной ( $R_{пр}$ ) прочности на сжатие, а также модуля упругости ( $E$ ) бетона в течение 1080 сут (рис. 3) показывает значительное увеличение всех его механических характеристик. Это учитывалось при испытаниях путем проведения постоянной корректировки уровня нагружения изгибаемых элементов.

Представленные на рис. 4 данные по изменению прогибов изгибаемых элементов объединяют результаты исследований деформаций бетона в крайнем сжатом и железобетона в крайнем растянутом волокнах. Учитывая большой возраст бетона, увеличение прогибов изгибаемых элементов свидетельствует, в основном, о деструктивном влиянии от-

Т а б л и ц а 1

Окислы	SiO <sub>2</sub>	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	SO <sub>3</sub>	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>
ЭТФ шлак, %	42,72	45,94	2,60	1,51	3,56	0,30	1,26

Т а б л и ц а 2

Вид цемента	Окислы, %								
	SiO <sub>2</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	п. п. п.
Сульфатостойкий шлакопортландцемент	27,78	3,40	3,92	57,25	2,73	2,64	0,31	0,39	1,50
Портландцемент	21,13	4,43	4,29	64,00	1,88	2,21	0,46	0,22	1,31

Т а б л и ц а 3

Номер состава бетона	Вид цемента	Активность цемента, МПа	Состав бетона (по массе)		Вид и количество химических добавок в бетонную смесь	Осадка конуса бетонной смеси, см
			Ц:П:Щ	В/Ц		
IC	СШПЦ	44,8	1:1,67:3,33	0,50	Без добавки	4...5
IIС			1:1,76:3,53	0,51	НЧК, 0,1% от массы цемента	4
IIIС	ПЦ	50,2	1:1,67:3,33	0,50	Без добавки	6
IVС			1:1,88:3,88	0,50	КД, 2% от массы цемента	6...7

Примечание. Жесткость бетонной смеси всех составов — 15 с.

рицательных температур и периодических увлажнений.

Анализ показывает, что увеличение прогибов нагруженных до  $M^{дл} = 0,35 M_P^{оп}$  балок из бетона первого состава происходит значительно более интенсивно, чем аналогично нагруженных балок из бетона на ШППЦ с добавкой НЧК. Более того, к концу экспозиции наметилась некоторая относительная стабилизация прогибов балок из бетона второго состава. Увеличение уровня напряженного состояния изгибаемых элементов в соответствии с [2, 3] привело к повышению влияния на них деструктивных циклических воздействий отрицательных температур и влажности. Это проявляется в значительно более интенсивном росте прогибов балок, нагруженных до  $M^{дл} = 0,61 M_P^{оп}$ , по сравнению с  $M^{дл} = 0,35 M_P^{оп}$ .

Исследования показывают, что увеличение прогибов изгибаемых элементов из модифицированного добавкой НЧК бетона на ШППЦ практически идентично таковому у балок из бетона на ПЦ и значительно меньше, чем у образцов из бетона первого состава. Наиболее существенный рост деформаций изгибаемых элементов происходит после их оттаивания весной; по-видимому, результаты весенних замеров показывают степень накопившейся за зимний период деструкции. Одновременно за зимний период наблюдалось увеличение влажности бетона, которая в дальнейшем несколько снижалась. В целом же за время натурной экспозиции произошло увеличение влажности бетона по массе с 2,32...2,48% до 3,75...3,92%.

Сравнение деформаций балок из бетона третьего состава, подвергаемых температурно-влажностным воздействиям в натуральных условиях с деформациями изгибаемых элементов из бетона того же состава, экспонировавшихся в лабораторных условиях, показывает значительность влияния среды эксплуатации железобетонных конструкций на их стойкость.

Следует отметить, что высокая морозостойкость модифицированного добавками ПАВ бетона на ШППЦ в циклически замораживаемых элементах конструкций подтверждена исследованиями остаточных деформаций, трещиностойкости и температурного деформирования железобетонных балок при циклическом воздействии регулируемых низких отрицательных температур в термовлагобарокамере.

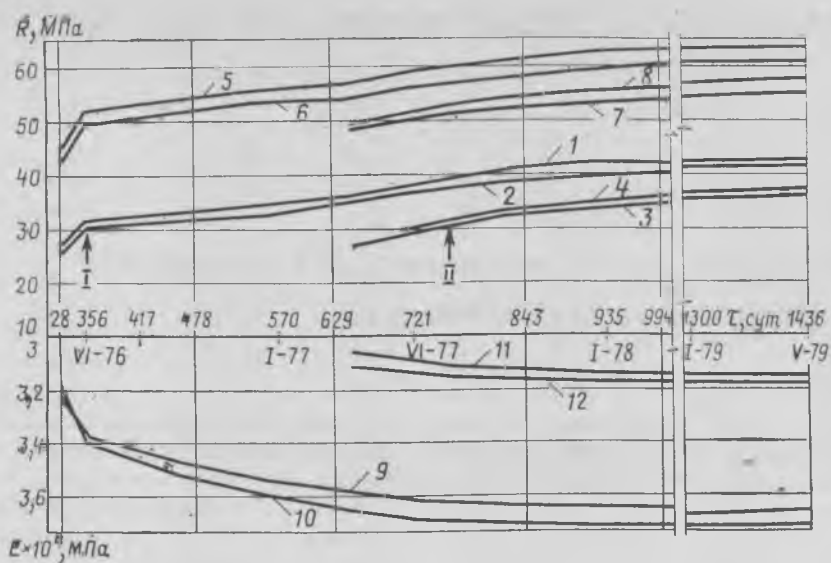


Рис. 3. Изменение механических характеристик бетона в процессе натурной экспозиции

I — загрузка балок из бетона первого и второго составов; II — загрузка балок из бетона третьего и четвертого составов; 1, 5, 9 — соответственно призмная прочность на сжатие, кубиковая прочность на сжатие и модуль упругости бетона первого состава; 2, 6, 10 — то же, второго состава; 3, 7, 11 — то же, третьего состава; 4, 8, 12 — то же, четвертого состава

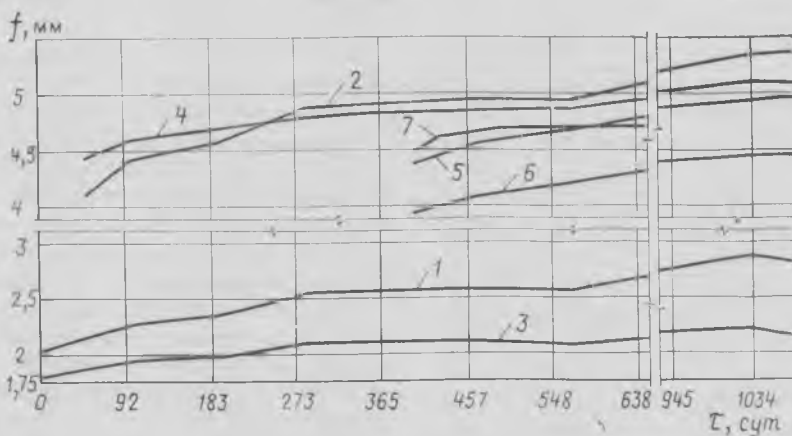


Рис. 4. Прогибы в процессе натурной (1...6) и лабораторной (7) экспозиций нагруженных до уровней  $M^{дл} = 0,35 M_P^{оп}$  (1,3) и  $M^{дл} = 0,61 M_P^{оп}$  (2,4...7) железобетонных балок из бетона первого (1,2), второго (3,4), третьего (5,7) и четвертого (6) составов

В заключение следует отметить, что увеличение морозостойкости бетона путем модификации структуры добавками ПАВ значительно повышает его криогенную стойкость в циклически замораживаемых железобетонных конструкциях, что позволяет применять бетон на основе шлакопортландцемента для строительства в районах с суровыми климатическими условиями. При использовании шлакопортландцемента вместо портландцемента в бетоне сооружений стоимость 1 м<sup>3</sup> материала снижается на 6...8%.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Горчаков Г. И., Капкин М. М., Скрамтаев Б. Г. Повышение морозостойкости бетона в конструкциях промышленных и гидротехнических сооружений. — М.: Стройиздат, 1965.
2. Горчаков Г. И., Гузев Е. А., Сейланов Л. А. Совместное влияние нагрузки и отрицательной температуры на деформативность изгибаемых элементов. — Бетон и железобетон, 1980, № 9.
3. Горчаков Г. И., Гузев Е. А., Сейланов Л. А. Криогенная деструкция железобетонных конструкций. — Бетон и железобетон, 1985, № 1.
4. Стойкость бетона и железобетона при отрицательной температуре / В. М. Москвин, М. М. Капкин, Б. М. Мазур, А. М. Подвальный. — М.: Стройиздат, 1967.

УДК 69.620.197.006

## Стандарты стран — членов СЭВ по защите от коррозии в строительстве

Строительные конструкции составляют в среднем по отраслям народного хозяйства около 30% объема основных фондов. В различных отраслях конструкции зданий и сооружений подвергаются разнообразным силовым и несиловым воздействиям (масса оборудования или снега; воздействие ветра, технологических и климатических температур; давление газа, воды, сыпучих, в том числе обладающих агрессивными свойствами по отношению к материалу конструкций).

Для разработки и создания конструкций нормируемой долговечности на основе выбора вида материала известной сопротивляемости силовым и несиловым воздействиям; для проектирования совершенных и экономичных конструктивных форм и защиты от коррозии и производства работ эффективными методами требуется всестороннее нормативно-техническое обеспечение. В настоящее время необходимая для создания долговечных конструкций документация включает в себя и международные стандарты по защите от коррозии в строительстве, разрабатываемые ИСО (Международной организацией по стандартизации) и ПК Строй СЭВ (Постоянной комиссией СЭВ по сотрудничеству в области строительства).

В ИСО по программе «Производство и контроль бетона» разрабатываются «Классификация химически агрессивной внешней среды, воздействующей на бетон», «Классификация климатических воздействий на бетон», «Технические требования к бетонам, предназначенным для работы в агрессивной среде» и др.

В ПК Строй СЭВ разработан комплекс стандартов СЭВ 1.12 «Защита от коррозии в строительстве», включающий 33 наименования. Стандарты устанавливают технические требования трех уровней — от общих положений по защите от коррозии строительных конструкций из бетона, железобетона, металла, кирпича, природного камня, дерева и пластмасс до основных положений

проектирования защиты с учетом специфики материала и методов определения и оценки параметров, характеризующих коррозионную стойкость.

В СССР создана теория коррозии бетона и железобетона\*. На основе теоретического подхода, всесторонне подтвержденного экспериментом и практикой массового строительства, появилась возможность научной разработки стандартов, устанавливающих технические требования к конструкциям при их проектировании, изготовлении и эксплуатации.

В 1980—1983 гг. разработаны шесть стандартов СЭВ и два методических материала по стандартизации.

Стандарты комплекса 1.12 «Защита от коррозии в строительстве», «Общие положения» (Ст СЭВ 4420—83), «Термины и определения» (Ст СЭВ 4419—83) и методические материалы стандартизации: «Принципы диагностики состояния конструкций при эксплуатации» (ММ 7-83). «Методы определения экономической эффективности» (ММ 6-83) регламентируют общие положения и требования по защите от коррозии строительных конструкций из всех основных строительных материалов.

Стандарт СЭВ 4420-83 устанавливает положение о разработке проекта защиты от коррозии строительных конструкций как самостоятельной обязательной части проекта, определяет виды воздействий, классы агрессивности сред с оценкой степени их интенсивности (слабая, средняя, сильная), виды защиты (первичная, вторичная и специальная); дает перечень исходных данных для проектирования защиты от коррозии, в том числе экономические показатели вариантов технических решений.

Стандарт СЭВ 4419-83 устанавливает 53 основных термина и определения. Среди них даны общие понятия (коррозия строительного материала, агрессивная среда, коррозионное разрушение строительного материала и др.), опре-

делены виды коррозии (коррозия бетона, биологическая коррозия строительного материала, коррозия строительного материала под напряжением и др.). Первичная защита от коррозии характеризуется как защита, достигаемая выбором материалов, изменением состава или структуры строительного материала до или в процессе изготовления конструкций. Вторичная защита — защита, достигаемая ограничением или исключением действия среды на конструкцию после изготовления. Устанавливаются такие термины, как защитная обработка, защитная пропитка (заполнение пор материала), защитное покрытие (создаваемое на поверхности), защитный слой бетона, трещиностойкость защитного слоя и др.

Методический материал стандартизации ММ 6-83 освещает методику определения экономической эффективности защиты строительных конструкций от коррозии на основе сравнения совокупных вложений и эксплуатационных расходов по рассматриваемым вариантам защиты, приведенной к годовой размерности с учетом фактора времени.

Методический материал стандартизации ММ 7-83 определяет основные принципы диагностики состояния строительных конструкций зданий и сооружений при эксплуатации по виду обследований (контрольное, детальное и специальное), специфику параметров, необходимых для оценки несущей способности и эксплуатационной пригодности конструкций. Регламентирует периодичность диагностики и документацию для оформления результатов обследований.

Стандарт СЭВ 2440-80 «Классификация агрессивной внешней среды, воздействующей на бетон» устанавливает классификацию агрессивности жидких, твердых и газообразных сред, воздействующих на бетон конструкций; степени (классы) агрессивности (слабо-, средне- и сильноагрессивные). Агрессивность сред установлена для эталонного бетона с расходом цемента  $300 \text{ кг/м}^3$  и  $V/C = 0,6$  водонепроницаемого в

\* Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты. — М.: Стройиздат, 1980.

течение 24 ч при давлении воды 0,4 МПа и толщине бетонного образца 150 мм. Определяет параметры агрессивности жидких сред (жесткость воды °N, водородный показатель pH, агрессивная углекислота CO<sub>2</sub> мг/л, содержание ионов магния, аммония, сульфатов и общее содержание солей г/л), твердых сред (содержание сульфат-ионов и по кислотности pH) и газовых сред с учетом относительной влажности воздуха, вида и концентрации газов (двуокись углерода, сернистый ангидрид, фтористый водород, сероводород, окись азота, хлор, хлористый водород).

Стандарт СЭВ 2441-80 «Основные положения проектирования» устанавливает основные положения проектирования защиты от коррозии бетонных и железобетонных конструкций, общие требования к видам защиты и материалам для первичной и вторичной защиты; параметры первичной защиты: виды материалов (составляющие бетонных смесей, составы бетона, добавки, виды арматуры, виды бетона и его классы, способы изготовления), геометрические формы конструкций. Определяет трещиностойкость элементов конструкций, толщину защитного слоя и ширину раскрытия трещин (расчет по Ст СЭВ 1406-78). Назначает технические требования к параметрам вторичной защиты по виду применяемых материалов (защитная обработка поверхности и пропитка бетона, окраска, оклейка, облицовка конструкций), по толщине и характеристикам (химической стойкости, проницаемости, адгезии с защищаемой поверхностью). Устанавливает виды защиты и их комбинации в зависимости от степени агрессивности среды (первичная защита в слабоагрессивных средах, сочетание первичной и вторичной — в среднеагрессивных, сочетание усиленных видов защиты или специальная защита — в сильноагрессивных средах).

Стандарт СЭВ 4422-83 «Первичная

защита» регламентирует требования к первичной защите бетонных и железобетонных конструкций из бетона на цементных вяжущих. Он содержит указания по областям применения цементов для бетона конструкций, работающих в агрессивных средах. При агрессивности воды-среды по показателю жесткости следует применять бетоны на портландцементе с активными минеральными добавками или на шлакопортландцементе и на пуццолановом цементе, в газообразных средах и жидких средах агрессивных по признаку кислотности (при pH > 3) или агрессивных по содержанию углекислоты, солей магния, аммония и общему количеству солей следует применять бетон на портландцементном клинкере. В сульфатных агрессивных средах необходимо применять бетон на сульфатостойких портландцементе с активными минеральными добавками и без них. Бетоны повышенной стойкости должны быть менее проницаемы, чем бетон-эталон по Ст СЭВ 2440-80. Характеристики проницаемости определяются водонепроницаемостью, общей пористостью или водопоглощением. Толщина защитного слоя бетона у арматуры железобетонных конструкций увеличивается в условиях слабой степени агрессивности среды не менее чем на 5 мм, а в средне- и сильноагрессивных средах — менее чем на 10 мм по сравнению с проектной толщиной защитного слоя конструкций, предназначенных для эксплуатации в неагрессивной среде.

Максимально допустимая ширина раскрытия трещин в железобетонных конструкциях назначается меньших размеров 0,05...0,3 мм в зависимости от степени агрессивности среды.

В группе стандартов третьей ступени комплекса 1.12 устанавливаются требования к методам ускоренных испытаний специальных свойств бетона, арматуры и защитных покрытий. В настоящее

время в этой группе разработан стандарт Ст 4421-83 «Методы испытаний защитных свойств бетона к стальной арматуре. Он устанавливает ускоренный электрохимический метод испытания и критерии оценки защитного действия бетонов по отношению к стальной арматуре. Метод основывается на определении пассивации арматурной стали в щелочной среде по результатам измерений плотности электрического тока в зависимости от изменения потенциала (потенциодинамический метод) или по результатам измерений потенциала в зависимости от изменения плотности электрического тока, пропускаемого через образец (гальванодинамический метод).

Разработка новых прогрессивных стандартов СЭВ и применение их положений и требований в народном хозяйстве стран — членов СЭВ позволит повысить эффективность строительства путем снижения потерь от коррозии. Создан научно обоснованный подход к проектированию долговечности на стадии эксплуатации.

Стандарты СЭВ устанавливают только общие технические требования. Конкретные требования с необходимой степенью детализации, положения и нормы, по которым выполняется проектирование, устанавливаются национальными нормативными документами, согласованными со стандартами СЭВ.

Многие показатели и требования норм проектирования защиты от коррозии в строительстве основываются на обобщении опыта, накопленного в отдельных странах. Сопоставление национальных норм и принятие в стандартах согласованных решений повысит обоснованность технических требований, надежность и экономичность принимаемых проектных решений.

Е. А. ГУЗЕЕВ, Ф. М. ИВАНОВ,  
доктора техн. наук

## Вниманию авторов и читателей!

Напоминаем, что редакция журнала «Бетон и железобетон» переехала в другое помещение по адресу: Георгиевский пер., д. 1, строение 5, 3-й этаж. Телефоны редакции: 292-41-34; 292-62-05.

Почтовый адрес редакции (экспедиция) остается прежним: 101442, ГСП, Москва, К-6, Каляевская ул., 23 а.

При отправке рукописей в редакцию просьба указывать полные паспортные данные и почтовые адреса (с 6-значным индексом) всех авторов статьи.

## CONTENTS

*Kostyukovsky M. G., Kormer B. G., Fisun V. A., Sidorina G. S., Lapshina A. Z.* Expediency of widening the application field for rafter beams

*Litver S. L., Malinina L. A., Zagursky V. A., Panchenko A. I.* Relation between self-stressing and free expansion of stressing concretes

*Paturoev V. V., Orlovskiy Yu. I., Volgushev A. N.* Properties and application perspectives for sulphuric concrete

*Batrakov V. G., Bulgakova M. G., Falikman V. R., Vovk A. I.* Superplasticizer liquefier SMF

*Merkin A. P., Filatov A. N.* Formation principles for cellular structure of superlightweight building materials

*Kulik I. I., Cheche A. A., Shpelevich N. I.* Crack resistance of pressure vibrohydropressed pipes

*Belin B. I., Kacherets I. K.* Compaction of concrete mix under manufacturing three-dimensional members

*Volkov L. A., Sokolov V. V., Krassanov V. G.* Self-acting machine and lines for manufacturing strop loops

*Klepov Yu. M., Lemekhov V. N.* Optimization of electrothermic treatment of slabs

*Krylov S. M., Zalesov A. S., Karnet Yu. N., Tsvetov B. D.* Behaviour of rigid joints between carcass members under action of vertical cross force

*Peresyphkin E. N., Puzankov Yu. I., Pochinok V. P.* Method of plotting strain diagram for compression flexural members

*Rochnyak O. A.* Strength of beams with bent bars under action of cross forces

*Madatyan S. A.* Development theory for strain hardening of reinforcing steel

*Zolotukhin V. A., Azimov F. I.* Maintenance of building structures by gunting of concrete mixes

*Cherkassky I. G., Serkova Z. V., Lyakhovich I. A.* Making impermeable the working joints in structures by cement-soluble glass glue

## CONTENU

*Kostukovsky M. G., Kormer B. G., Phissoun V. A., Sidorina G. S., Lanchina A. Z.* L'utilité de l'élargissement de domaine d'application des poutres-chevrons

*Liiver S. L., Malinina L. A., Zagoursky V. A., Pantchenko A. I.* Le rapport d'auto-contrainte et de la dilatation libre des bétons contraints

*Patourov V. V., Orlovskiy Yu. I., Volgouchev A. N.* Les propriétés et les perspectives de l'application du béton sulfurique

*Batrakov V. G., Boulgakova M. G., Phalikman V. R., Vovk A. I.* Le superplastifiant-fluidifiant SMPH

*Merkine A. P., Filatov A. N.* Les principes de la formation de la structure cellulaire des matériaux super-légers de construction

*Koulik I. I., Tchetchè A. A., Chepelevitch N. I.* La résistance à la fissuration des conduites forcées vibro-hydro-pressées

*Beline B. I., Kacherets I. K.* Le compactage du béton frais pendant la production des éléments volumineux

*Volkov L. A., Sokolov V. V., Krassanov V. G.* La machine-automate et les lignes pour la production des boucles d'élégage

*Klepov Yu. M., Lemekhov V. N.* L'optimisation d'électro-thermotraitement des dalles

*Krylov S. M., Zalessov A. S., Karnete Yu. N., Tsvetov B. D.* Le service des noeuds rigides de conjugaison des éléments de carcasse sur l'action de la force verticale transversale

*Peresyphkine E. N., Pousankov Yu. I., Potchinok V. P.* La méthode de la construction des courbes de déformation des éléments comprimés-sollicités en flexion

*Rotchnjak O. A.* La résistance des poutres avec des armatures en barres coudees sous l'action des forces transversales

*Madatjan S. A.* Le développement de la théorie de renforcement des aciers des armatures

*Zolotoukhine V. A., Azimov Ph. I.* La réparation des structures des bâtiments par la projection du béton

*Tcherkassky I. G., Serkova Z. V., Lakhovitch I. A.* Le scellement des joints de service des structures par la colle en ciment-verre soluble

## INHALTSVERZEICHNIS

*Kostjukowski M. G., Kormer B. G., Fisun W. A., Sidorina G. S., Lapschina A. S.* Erweiterungszweckmässigkeit des Anwendungsgebiets von Dachbalken

*Litwer S. L., Malinina L. A., Zagursky W. A., Pantchenko A. I.* Verhältnis des Selbstvorspannens zu freier Dehnung von Quellbetonen

*Paturojew W. W., Orlovski Ju. I., Wolguschew A. N.* Eigenschaften und Anwendungsperspektiven des Schwefelbetons

*Batrakow W. G., Bulgakowa M. G., Falikman W. R., Vovk A. I.* SMF-Superplastifikator-Verflüssiger

*Merkin A. P., Filatow A. N.* Formierungsgrundlagen der Zellenstruktur von superleichten Baustoffen

*Kulick I. I., Tschetsche A. A., Schepelewitsch N. I.* Rissfestigkeit von vibrohydrogepressten Druckröhren

*Belin B. I., Katscherez I. K.* Verdichtung der Betonmischung bei Herstellung von räumlichen Elementen

*Wolkow L. A., Sokolow W. W., Krassanow W. G.* Automatische Maschine und Linien für Fertigung von Anhängenösen

*Klepov Ju. M., Lemechow W. N.* Optimierung der Elektrowarmbehandlung von Platten

*Krylow S. M., Salessow A. S., Karnet Ju. N., Zwetow B. D.* Widerstand von steifen Verbindungsknoten in Skelettbaulementen bei Wirkung der vertikalen Querkraft

*Peresyphkin Je. N., Pusankow Ju. I., Potschinock W. P.* Aufnahmehode von Verformungsdiagrammen für druck- und beigebeanspruchte Bauelemente

*Rotschnjack O. A.* Balkenfestigkeit mit schrägabgebogener Stabbewehrung bei Wirkung von Querkraften

*Madatjan S. A.* Entwicklung der Verfestigungstheorie des Bewehrungsstahls

*Solotuchin W. A., Asimow F. I.* Reparatur von Gebäudekonstruktionen durch Torkretieren von Betonmischungen

*Tscherkasski I. G., Serkowa S. W., Ljachowitsch I. A.* Versteinerung der Konstruktionsstösse mit Wasserglaszementleim

Редакционная коллегия: И. Н. Ахвердов, Ю. М. Баженов, В. Н. Байков, А. И. Буракас, Ю. В. Волконский, А. А. Гвоздев, А. М. Горшков, П. А. Демянюк, В. Т. Ильин, Н. М. Колоколов, М. Г. Костюковский, В. В. Михайлов, К. В. Михайлов (главный редактор), В. М. Москвин, Ю. М. Мухин, Д. А. Паньковский, В. С. Подлесных, Б. Я. Рискинд, С. И. Сименко, В. В. Судаков, Д. М. Чудновский, А. А. Шлыков (зам. главного редактора)

Технический редактор *Е. Л. Сангурова*

Корректор *Л. А. Егорова*

Сдано в набор 13.03.85.  
Формат 60×90<sup>1</sup>/<sub>8</sub>

Печать высокая

Подписано в печать 25.04.85.  
Усл. печ. л. 6,0

Усл. кр.-отт. 6,75

Уч.-изд. л. 8,18

Тираж 14440 экз.

Т-09287  
Заказ 107

Почтовый адрес редакции: 101442, Москва, ГСП-4, Каляевская, 23а Тел. 292-41-34, 292-62-05

Подольский филиал производственного объединения «Периодика» Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательства, полиграфии и книжной торговли  
Вологодская область, 142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

**Киев. Украинский Государственный музей истории Великой Отечественной войны 1941—1945 гг.**

*Скульптор Е. Вучетич, архитектор Е. Стамо. Авторы осуществленного ансамбля: В. Бородай, В. Елизаров, И. Иванов, Г. Кислый, И. Мезенцев, Ф. Сагоян, Е. Стамо, Н. Фещенко, В. Швецов, 1981 г.*



**Керчь. Мемориальный ансамбль «Героям Аджимушкая».**

*Архитектор С. Миргородский, скульпторы Е. Горбань, Б. Климишко, 1982 г.*





